



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r. KOUFI Malek
M^r. SARI Belaid

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE :

ETUDE DE DIAGNOSTIC ET REAMENAGEMENT DU RESEAU D'AEP DE LA COMMUNE DE BENI AMRANE W.BOUMERDES

Soutenu le **25/06/2018** devant le jury composé de :

- Président : **M^r. BERREKSI.A**
- Promoteur : **M^r. HAMOUCHE.A**
- Examineur : **M^r. IKNI.T**

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce modeste travail à terme.

Notre reconnaissance s'adresse particulièrement à notre encadreur Mr HAMMOUCHE A. Pour son orientation et sa disponibilité.

On remercié également tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions en particulier Mme БАКХОУКHE, gérante du bureau d'étude de la DRE , de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribués de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Malek et Belaid

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- ✚ Ma chère mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif, ainsi leurs éducations qui est la monnaie courante dans ma vie; et sans eux je ne serais pas arrivé jusqu'à la
- ✚ Ma sœur Karima et son époux Azzedine
- ✚ Ma sœur Fadhila et son époux Djamel
- ✚ A Mes frères Med cherif, Adel, Lounes, Karim et Meziane
- ✚ Mon très cher ami et binôme Belaid et sa famille
- ✚ A tous mes amis (es) en particulier Amar, Lounes, Ali, Mehdi, Ahmed, fodil, Djardjar, Rezki, Latamen, Farid, Hichame, Naim, Aghilas, Omar et Nabil
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou du loin à la réalisation de ce modeste travail
- ✚ Tous les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo (2017/2018).

Masek

DEDICACES

Je dédie ce travail :

A ma très chère mère

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon très cher père

Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A mes frères Mustapha, Belkacem, Amar, Chaaben, Amazigh

A ma sœur Telleli

A mon cher ami et binôme Malek et sa famille

A tous les membres de ma famille, grands et petits

A tous mes amis

A Tous les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo (2017/2018).

A Tous ceux qui ont contribué de près ou du loin à la réalisation de ce modeste travail.

Belaid

Sommaire

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles et abréviation	

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation du site et l'état actuel du système d'AEP

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du site.....	2
I.2.1. Présentation de la commune de Beni Amrane.....	2
I.2.2. Situation Géographique.....	2
I.2.3. Climat.....	3
I.2.4. Structure du chef-lieu de la commune	3
I.3. Situation hydraulique actuelle.....	3
I.3.1. Ressources en eau.....	3
I.3.2. Adduction.....	5
I.3.3. Ouvrages de stockage.....	7
I.3.4. Station de pompage.....	8
I.3.5. Réseau de distribution.....	8
A. Partie Ouest de la ville.....	8
B. Partie Est de la ville.....	9
C. Linéaire total du réseau de distribution de la ville de Beni Amrane.....	9
I.4. Conclusion.....	10

Chapitre II : diagnostic du réseau

II.1. Introduction.....	11
II.2. Diagnostic physique.....	11
II.2.1. Diagnostic physique du forage.....	11
II.2.2. Diagnostic physique des ouvrages de stockage.....	12
II.2.2.1. Réservoir El Kelaa.....	12
II.2.2.2. réservoir de Talmat.....	13
II.2.2.3. réservoir de Beni Amrane.....	14
II.2.2.4. réservoir de Souk El Had.....	15
II.2.3. Diagnostic physique des stations de pompages.....	16
II.2.3.1. Station de pompage de Souk El Had.....	16
II.2.3.2. Station de pompage El Kelaa.....	17
II.2.4. Diagnostic physique des conduites d'AEP.....	18
II.3. Conclusion.....	20

Chapitre III : Estimation des besoins

III.1. Introduction.....	21
III.2. Estimation des besoins en eau.....	21
III.2.1. Situation démographique.....	21
III.2.2. Evaluation de la population.....	21

III.2.2.1. Taux d'accroissement.....	21
III.2.2.2. Calcul de la population.....	21
III.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	22
III.2.4. Norme de consommation.....	23
III.2.5. Equipements existants.....	23
III.2.6. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins.....	24
III.2.6.1. Besoins domestiques.....	24
III.2.6.2. Besoins des équipements.....	24
III.2.6.3. Les besoins totaux en eau.....	26
III.2.6.4. Estimation des besoins en tenant compte des pertes.....	26
III.3. Variation de la consommation journalière.....	27
III.3.1. Consommation maximale journalière.....	27
III.3.2. Consommation minimale journalière.....	28
III.4. Variation de la consommation horaire.....	28
III.4.1. Consommation maximale horaire (débit de pointe).....	29
III.4.2. Consommation minimale horaire.....	29
III.5. Besoins des zones alimentées par la station centrale de Souk El Had	30
III.5.1. Evaluation de la population	30
III.5.2. La consommation moyenne journalière ($Q_{\text{moy.j}}$)	30
III.5.3. La Consommation maximale journalière ($Q_{\text{max.j}}$).....	31
III.6. synthèse des besoins.....	31
III.7. Bilan des Ressources-Besoins.....	31
III.8. Conclusion	32

Chapitre IV : les réservoirs

IV.1. Introduction.....	33
IV.2. Rôle des réservoirs.....	33
IV.3. Emplacement du réservoir.....	33
IV.4. Classification des réservoirs.....	34
IV.5. Choix du type de réservoir.....	34
IV.6. Equipement des réservoirs.....	35
IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	35
IV.6.2. Conduite de départ ou de distribution.....	36
IV.6.3. Conduite trop-plein.....	36
IV.6.4. Conduite de vidange.....	36
IV.6.5. Conduite by-pass.....	37
IV.6.6. Système de matérialisation de la consigne d'incendie.....	37
IV.8. Entretien des réservoirs.....	38
IV.9. Détermination de la capacité des réservoirs.....	38
IV.9.1. Principe de calcul.....	38
IV.9.1.1. Méthode analytique.....	38
IV.9.1.2. Calcul du résidu P_{max}	39
IV.9.1.3. Le volume total du réservoir.....	39
IV.9.1.4. Calcul du diamètre.....	39
IV.9.1.5. Calcul de la hauteur d'incendie.....	40
IV.9.1.6. Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir).....	40
IV.9.1.7. La station de reprise.....	40

IV.10. Détermination des capacités des réservoirs.....	40
IV.10.1. Dimensionnement de la Bâche de la station de pompage de Souk El Had.....	40
IV.10.2. Dimensionnement du réservoir El Kelaa (250 m ³).....	42
IV.10.3. Dimensionnement du réservoir Talmat (300 m ³).....	44
IV.10.4. Dimensionnement du réservoir Beni Amrane (300 m ³).....	46
IV.11. Conclusion.....	48

Chapitre V : Adduction

V.1. Introduction.....	49
V.2. Choix du tracé.....	49
V.3. Choix du type de matériau.....	49
V.3.1. Conduites en PEHD.....	49
V.3.2. Conduites en Fonte ductile.....	50
V.4. Profil en long d'une adduction.....	50
V.5. Description du Schéma d'adduction.....	50
V.6. Etude technico-économique des conduites.....	50
V.6.1. Calcul du diamètre économique.....	51
V.6.2. Calcul de la vitesse.....	51
V.6.3. Calcul des pertes de charge.....	51
V.6.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	53
V.6.5. Puissance absorbée par la pompe.....	53
V.6.6. Energie consommée par la pompe.....	54
V.6.7. Frais d'exploitation.....	54
V.6.8. Frais d'amortissement.....	54
V.6.9. Calcul du bilan.....	54
V.8. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons.....	55
V.8.1. Dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire de Si Moustapha (point de piquage) vers la station centrale de Souk El Had.....	55
V.8.2. Dimensionnement de la Conduite d'adduction par refoulement de la station centrale de Souk El Had vers le réservoir (R250 + 800 m ³) El Kelaa.....	58
V.8.3. Dimensionnement de la Conduite d'adduction par refoulement de la station de pompage (El Kelaa) vers le réservoir (R300+550m ³) Talmat.....	60
V.8.4. Dimensionnement de la Conduite d'adduction gravitaire de réservoir de Talmat (R300+550m ³) vers le réservoir de Beni Amrane (R300+800m ³).....	61
V.9. Conclusion.....	63

Chapitre VI : Pompes et stations de pompage

VI.1. Introduction.....	64
VI.2. Classification des pompes.....	64
VI.2.1. Pompes volumétriques.....	64
VI.2.2. Turbo-pompes.....	64
VI.3. Choix des pompes.....	65
VI.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	65
VI.4.1. Hauteur manométrique.....	65
VI.4.2. La vitesse de rotation.....	65
VI.4.3. La puissance.....	65
VI.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe.....	65

VI.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile.....	65
VI.4.4. Le rendement.....	65
VI.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	66
VI.6. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	66
VI.6.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe.....	67
VI.7. Le couplage des pompes.....	69
VI.7.1. Le couplage en série.....	69
VI.7.2. Le couplage en parallèle.....	69
VI.8. Etude de phénomène de cavitation.....	69
VI.8.1. La puissance du moteur.....	70
VI.8.2. La puissance du poste transformateur.....	71
VI.9. Choix des pompes du projet.....	71
VI.9.1. La station de pompage de Souk El Had.....	71
VI.9.1.1 Réalisation du point de fonctionnement.....	72
VI.9.2. La station de pompage de El Kalaa.....	74
VI.10. Conclusion.....	75

Chapitre VII : Protection des conduites

VII.1. Introduction.....	76
VII.2. Causes du coup de bélier.....	76
VII.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	76
VII.3.1. Les volants d'inertie.....	76
VII.3.2. Les soupapes de décharge.....	76
VII.3.3. Les réservoirs d'air comprimé.....	76
VII.4.4. Les cheminées d'équilibre.....	77
VII.5. Etude du coup de bélier.....	78
VII.5.1. Calcul de la célérité d'onde.....	78
VII.5.2. Valeur numérique du coup de bélier.....	78
VII.6. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	79
VII.6.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement.....	79
VII.6.2. Méthode de calcul du réservoir d'air.....	80
VII.6.3. Principe de calcul du réservoir d'air.....	80
VII.6.4. Application.....	82
VII.6.4.1. Tronçon de la station centrale de Souk El Had vers El Kelaa.....	82
VII.6.4.2. Tronçon de El Kelaa vers Talmat.....	85
VII.7. Conclusion.....	87

Chapitre VIII : Distribution

VIII.1. Introduction.....	88
VIII.2. Classification des réseaux.....	88
VIII.2.1. Le réseau ramifié.....	88
VIII.2.2. Le réseau maillé.....	88
VIII.2.3. Le réseau mixte.....	88
VIII.2.4. Réseau étagé.....	89
VIII.3. Choix du tracé.....	89
VIII.4. Choix du type de matériaux.....	89
VIII.5. Equipements du réseau de distribution.....	89

VIII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	90
VIII.6.1. Déterminer les débits du réseau.....	90
VIII.6.1.1. Le débit de pointe.....	90
VIII.6.1.2. Débit spécifique.....	90
VIII.6.1.3. Débits en route.....	91
VIII.6.1.4. Débits aux nœuds.....	91
VIII.6.2. Pertes de charge.....	91
VIII.6.2.1. Pertes de charge singulières J_s	92
VIII.6.2.2. Pertes de charge totales (J_t).....	92
VIII.6.3. Vitesse	92
VIII.6.4. Calcul des pressions.....	92
VIII.6.5. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds du chef-lieu de Beni Amrane (zone Ouest de la Ville).....	93
VIII.7. Dimensionnement du réseau.....	97
VIII.7.1. Présentation du logiciel Epanet	97
VIII.7.2. Résultats de simulation du réseau avec EPANET.....	98
VIII.7.3. Etat des arcs après simulation.....	98
VIII.7.4. État des nœuds après simulation.....	101
VIII.7.5. Cas de pointe plus incendie.....	103
VIII.8. Conclusion.....	104
 Conclusion générale.....	 105
 Bibliographie.....	 106
 Annexes	

Liste des tableaux

Tableau(I.1) : Caractéristiques du champ de captage de Souk El Had.....	4
Tableau(I.2) : Caractéristiques du champ de captage de la cuvette de barrage de Beni Amrane.....	4
Tableau(I.3) : Bilan des ressource.....	4
Tableau(I.4) : Affectation des ressources.....	5
Tableau(I.5) : Caractéristiques des conduites d’adduction.....	7
Tableau(I.6) : Caractéristiques des ouvrages de stockage.....	7
Tableau(I.7) : Caractéristiques des stations de pompage.....	8
Tableau(I.8) : Linéaire du réseau par diamètre (zone Ouest de la ville).....	9
Tableau(I.9) : Linéaire du réseau par matériaux (zone Ouest de la ville).....	9
Tableau(I.10) : Linéaire du réseau par diamètre (zone Est de la ville).....	10
Tableau(I.11) : Linéaire du réseau par matériaux (zone Est de la ville).....	10
Tableau(I.12) : Linéaire total du réseau de distribution.....	10
Tableau(II.1) : Caractéristiques du Réservoir El Kelaa et état de son fonctionnement.....	12
Tableau(II.2) : Caractéristiques du Réservoir Talmat et état de son fonctionnement.....	13
Tableau(II.3) : Etat de fonctionnement et caractéristiques du Réservoir Beni Amrane.....	14
Tableau(II.4) : Caractéristiques et état de fonctionnement du Réservoir Souk El Had.....	15
Tableau(II.5) : Caractéristiques et état de fonctionnement de la station de Souk El Hah.....	16
Tableau(II.6) : Caractéristiques de la station de pompage El Kelaa et son fonctionnement.....	17
Tableau(III.1) : La population des zones concernées par l’étude.....	21
Tableau(III.2) : Evolution de la population.....	22
Tableau(III.3) : Norme de consommation domestique.....	23
Tableau(III.4) : Equipements publics existants.....	23
Tableau(III.5) : Besoins domestiques.....	24
Tableau(III.6) : Besoins des établissements administratifs.....	25
Tableau(III.7) : Besoins des établissements scolaires.....	25
Tableau(III.8) : Besoins sanitaires.....	25
Tableau(III.9) : Besoins des établissements socio-culturels et sportifs.....	25
Tableau(III.10) : Besoins commerciaux.....	26
Tableau(III.11) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers.....	26
Tableau(III.12) : Consommation moyen journalier majorée 2018.....	27
Tableau(III.13) : Consommation moyen journalier majorée 2048.....	27
Tableau(III.14) : La consommation moyen maximale majorée 2018.....	28
Tableau(III.15) : La consommation moyen maximale majorée 2048.....	28
Tableau(III.16) : Variation de β_{max} en fonction du nombre d’habitants.....	29
Tableau(III.17) : Consommation maximale horaire.....	29
Tableau(III.18) : Variation de β_{min} en fonction du nombre d’habitants.....	30
Tableau(III.19) : Consommation minimale horaire.....	30
Tableau(III.20) : Variation de la population des zones alimentées par la station de Souk El Had.....	30
Tableau(III.21) : La consommation moyen journalière des différentes zones qui s’alimentent de la station central de Souk El Had.....	31
Tableau(III.22) : La consommation maximale journalière des différentes zones qui s’alimentent de la station central de Souk El Had.....	31
Tableau(III.23) : Récapitulatif des besoins.....	31
Tableau(III.24) : Bilan des ressources-besoins.....	32

Tableau(IV.1) : Critères de classification des réservoirs	34
Tableau(IV.2) : Capacité de la bêche (SP Souk El Had).....	41
Tableau(IV.3) : Capacité du réservoir de El Kelaa 250 m ³	43
Tableau(IV.4) : Capacité du réservoir de Talmat 300 m ³	45
Tableau(IV.5) : Capacité du réservoir de Beni Amran 300 m ³	47
Tableau(V.1) : Calcul des pertes de charge total Δh_t du tronçon Si mostapha-Souk El Had.....	55
Tableau(V.2) : Evaluation du coefficient de pertes de charges ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.....	57
Tableau(V.3) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP Souk El Had-R El Kelaa).....	59
Tableau(V.4) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP Souk El Had-R El Kelaa).....	59
Tableau(V.5) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon du tronçon (SP Souk El Had-R El Kelaa).....	59
Tableau(V.6) : Calcul du bilan du tronçon du tronçon (SP Souk El Had-R El Kelaa).....	59
Tableau(V.7) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP El Kelaa-Talmat).....	60
Tableau(V.8) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP El Kelaa-Talmat).....	60
Tableau(V.9) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon du tronçon (SP El Kelaa-Talmat)....	61
Tableau(V.10) : Calcul du bilan du tronçon du tronçon (SP El Kelaa-Talmat).....	61
Tableau(V.11) : Calcul des pertes de charges ϵ (Talmat-Beni Amrane).....	62
Tableau(V.12) : Récapitulatif des diamètres économiques.....	62
Tableau(VI.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	70
Tableau(VII.1) : Le coefficient K_c des différents matériaux.....	78
Tableau(VII.2) : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons..	80
Tableau(VII.3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon Souk El Had vers El Kelaa.....	83
Tableau(VII.4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon El Kelaa vers Talmat.....	85
Tableau(VIII.1) : Evaluation du débit maximum horaire par zone.....	90
Tableau(VIII.2) : Evaluation du débit spécifique par zone.....	91
Tableau(VIII.3) : Débits aux nœuds du centre-ville de Beni Amrane (zone Ouest de la ville).....	94
Tableau(VIII.4) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe.....	99
Tableau(VIII.5) : Etat des nœuds du à l'heure de pointe.....	102

Liste des figures

Figure (I.1) : Carte de situation de la Commune de Beni Amrane.....	2
Figure (I.2) : Schéma d'adduction existant.....	6
Figure (II.1) : Le diagnostic physique du forage de Beni Amrane.....	11
Figure (II.2) : Conduite déterrée et usé suite aux multiples réparations.....	18
Figure (II.3) : Le diagnostic physique des conduites d'AEP.....	19
Figure (III.1) : Evolution de la population à l'horizon 2048.....	22
Figure (IV.1) : Coupe transversal d'un réservoir semi-enterré.....	35
Figure (IV.2) : Adduction en chute libre.....	36
Figure (IV.3) : Adduction moyée.....	36
Figure (IV.4) : Conduite de distribution.....	36
Figure (IV.5) : Trop plein et vidange.....	36
Figure (IV.6) : Conduite de vidange.....	37
Figure (IV.7) : By-pass entre l'adduction et la distribution.....	37
Figure (IV.8) : Système de deux prises.....	37
Figure (IV.9) : Système à siphon.....	38
Figure (V.1) : Schéma d'adduction projetée.....	56
Figure (V.2) : Evolution du coefficient des pertes de charge ϵ	58
Figure (VI.1) : Les courbes caractéristique d'une pompe.....	66
Figure (VI.2) : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	67
Figure (VI.3) : les courbes caractéristique de la pompe de Souk El Had.....	72
Figure (VI.4) : les courbes caractéristique de la pompe de El Kelaa.....	74
Figure (VII.1) : Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de sur-pression et de dépression.....	77
Figure (VII.2) : Le schéma d'une cheminée d'équilibre.....	78
Figure (VII.3) : Epure de BERGERON pour le tronçon Souk El Had vers El Kelaa.....	84
Figure (VII.4) : Variation de la pression absolue pour le tronçon Souk El Had vers El Kelaa.....	84
Figure (VII.5) : Epure de BERGERON pour le tronçon El Kelaa vers Talmat.....	86
Figure (VII.6) : Variation de la pression absolue pour le tronçon Souk El Kelaa vers Talmat.....	86
Figure (VIII.1) : Représentation d'un réseau d'alimentation en eau potable.....	88
Figure (VIII.2) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du centre-ville de Beni Amrane (zone Ouest de la ville).....	93
Figure (VIII.3) : Enivrement de travail sur Epanet.....	98
Figure (VIII.4) : Etat des arcs du réseau après simulation.....	99
Figure (VIII.5) : Etat des nœuds du réseau après simulation.....	101

Liste des symboles et abréviations

- A** : Amortissement annuel.
ACL : Agglomération chef-lieu.
AEP : Alimentation en eau potable.
a : Célérité de l'onde en (m/s).
B : Valeur du coup de bélier en (m).
C_a : La cote de plan d'aspiration en (m).
CTN : Cote de terrain naturel (m).
CR : Cote de radier en (m).
CTP : Cote de trop plein en (m).
D : Diamètre de la conduite (m).
D_{BONNIN} : Diamètre de Bonnin en (mm).
D_{BRESSE} : Diamètre de Bresse en (mm).
D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (mm).
D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
D_{max} : Diamètre maximal de la conduite en (m).
D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m).
DRE : Direction des Ressources en Eau
Dot : dotation moyenne (l/j/hab).
d' : Diamètre de la veine contractée dans la tuyère.
d : Diamètre de la tuyère.
E : Energie consommée par la pompe en (kwh).
e : Epaisseur de la conduite en (mm).
e' : Prix unitaire du Kwh. Fixé par la SONELGAZ (4.67DA).
F_{amo} : Frais d'amortissement (DA).
F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).
g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).
GEPH : groupe électropompes hydraulique
H : Hauteur utile optimale d'eau (m).
H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
H_c : La hauteur manométrique totale en (m).
H_d : Hauteur de dépression en (m).
H_g : La hauteur géométrique en (m).
H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m).
H_s : La hauteur de surpression en (m).
H₀ : Pression absolue de la conduite.
H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale.
h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m).
h_v : pression de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température.
i : Taux d'annuité =8%.
J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
J_i : Pertes de charge du tronçon i en (m).
J_l : Perte de charge linéaire en (m/m).
J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).
J_s : Pertes charge singulière en (m).
J_t : Pertes de charge totale en (m).
K : Rugosité absolue (mm).
K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.
K_{max.h} : Coefficient de consommation maximale horaire.

- $K_{max,j}$** : Coefficient de variation journalière maximale.
 $K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire
L : Longueur de la conduite en (m).
 L_i : Longueur du tronçon concerné en (m).
m : Coefficient de rognage.
N : Vitesse de rotation en (tr/min).
N' : Nouvelle Vitesse de rotation en (tr/min).
 N_i : Nombre de consommateur.
NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible en (m).
NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise en (m).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement.
 n_i : Nombre d'années séparant l'année 2008 et l'horizon projeté.
P : Pourcentage horaire en (%).
 P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
 P_e : Prix unitaire du Kwh. Fixé par SONELGAZ (4.67DA).
 P_n : Nombre d'habitants dans n années.
 P_{max} : Résidu maximum (%).
 P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
 P_0 : Nombre d'habitants actuel.
PDAU : Plans directeur d'aménagements et d'urbanisme.
Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s).
 Q_{ci} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s).
 Q_i : Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s).
 $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).
 $Q_{min,h}$: Débit minimal horaire (m^3/h)
 $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3/j).
 $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).
 $Q_{moy,maj,j}$: Débit moyen journalier majoré en (m/j).
 Q_{ni} : Débit nodal de nœud concerné (l/s).
 Q_p : Débit de pointe (l/s).
 Q_r : Débit en route (l/s).
 Q_{ri} : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).
 Q_s : Débit spécifique (l/s/ml).
R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
 R_e : Nombre de Reynolds.
 R_{max}^+ : Résidu maximum positif en (%).
 R_{max}^- : Résidu maximum négatif en (%).
RGPH : recensement général de la population et de l'habitat
S : Surface du planché de l'équipement en (m^2).
SPET : station de production d'eau Taksebt
 T_0 : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
T : Température en degré (c).
 T_1 : Temps de pompage (20h).
 T_2 : Nouveau temps de pompage.
t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
U : Volume nouveau de l'air.
 U_0 : Volume d'air initial.
V : Vitesse d'écoulement en (m/s).
 V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)
 V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie ($120m^3$).

- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère
- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3).
- V_{total} : Volume total du réservoir (m^3).
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s).
- V_1 : Vitesse dans la tuyère
- V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s
- V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s
- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3).
- Z : Pression dans le réservoir
- Z_0 : Pression absolue
- α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
- β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail
- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population
- λ : Coefficient de perte de charge linéaire.
- ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).
- η : Rendement de la pompe en (%).
- Θ : Angle d'ouverture de la vanne papillon.
- P'/ϖ : Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.
- ϖ : Pression en m.c.e au point d'aspiration.
- ε : Coefficient d'ouverture de la vanne.
- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- Φ : Diamètre de la tubulure.
- π : 3,14
- Δh_1 : La perte de charge à la montée (m)
- Δh_2 : La perte de charge à la descente (m)
- ΔU : La variation du volume d'air (m^3)



Introduction Générale

Introduction générale

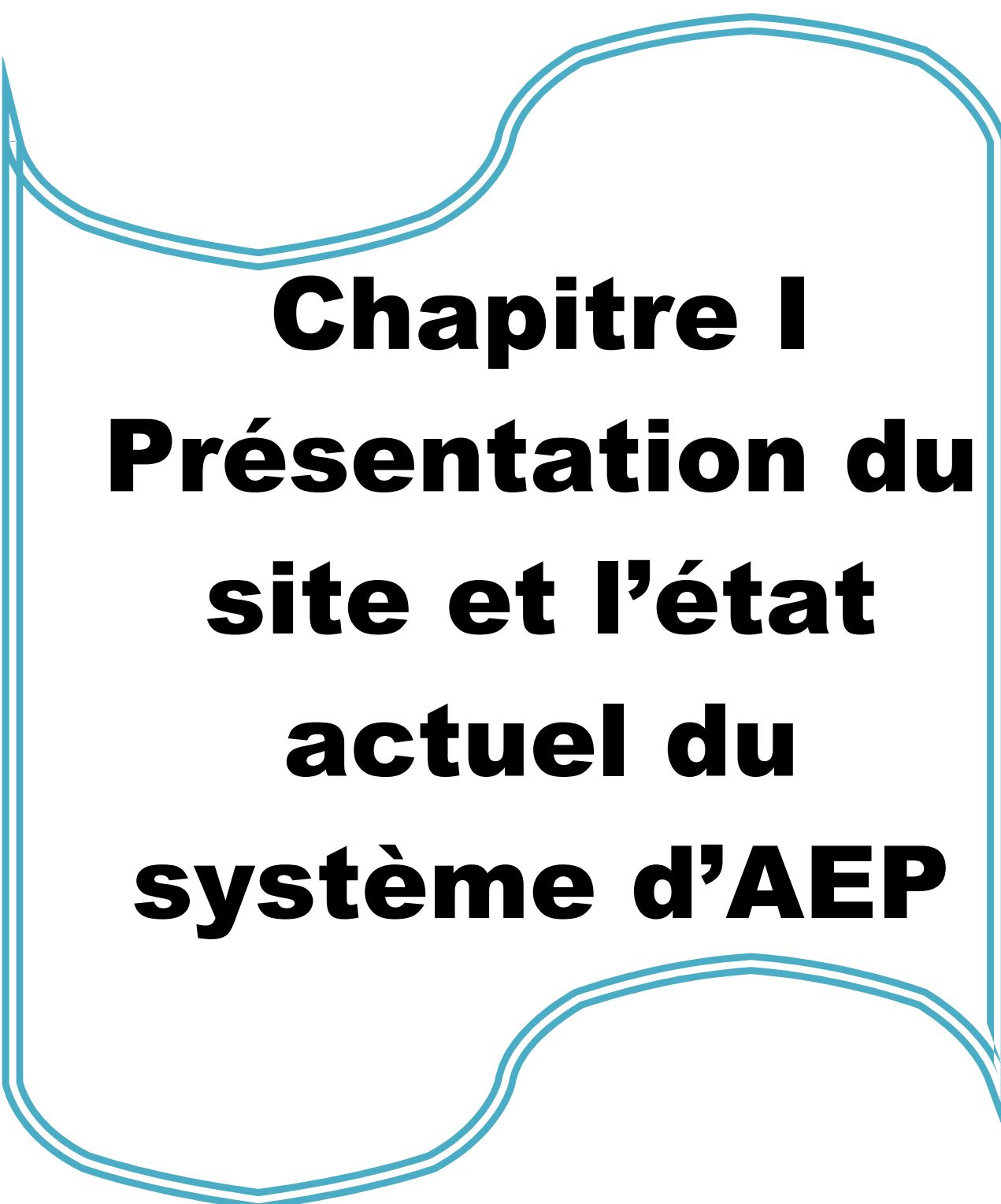
L'eau est l'élément vital pour tous les être-vivants. Sa disponibilité, la maîtrise de sa gestion, ainsi que son utilisation rationnelle doivent être la préoccupation majeure des pouvoirs publics (APC, willaya, ministères) et des usagers.

En Algérie, la gestion des eaux est très difficile en raison de l'insuffisance des installations hydrauliques et la vétusté des réseaux existants. Ceux-ci sont loin de répondre aux exigences préconisées par les normes nationales et internationales.

L'accroissement de la population et l'amélioration du niveau de vie des agglomérations ont entraîné une nette augmentation des besoins en eau. Ceci a conduit à un problème de manque d'eau potable. De plus, les installations hydrauliques et les réseaux de distribution ne répondent plus à une telle situation. De nos jours, le manque d'eau potable reste la préoccupation majeure des services hydrauliques dont ceux de la commune de Beni Amrane. Afin d'y faire face, le recours à d'autres ressources est nécessaire.

Le sujet traité dans le présent manuscrit est l'étude de diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la commune de Beni Amrane (ACL), Willaya de Boumerdès. Il consiste en l'élaboration d'une étude d'adduction et de distribution d'une part, et d'une étude hydraulique du système réhabilité, d'autre part. Le travail réalisé s'articule autour des points suivants :

- * présentation de la zone concernée et l'état actuel du système d'AEP (ressources, ouvrage de stockage, adduction et distribution). Ces éléments présente le premier chapitre ;
- * étude de diagnostic physique des différents accessoires et installations qui composent le système en question. Il s'agit de deuxième chapitre ;
- * estimation des besoins en eau pour l'année en cours (2018) et à long terme (2048). Cette étude est présentée dans le troisième chapitre;
- * le quatrième chapitre est consacré aux calculs des volumes des réservoirs de stockage ;
- * étude technico-économique de dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction permettant la détermination des conduites les plus économiques. Cette étude fait l'objet du cinquième chapitre;
- * le sixième chapitre traite le choix des pompes adéquates aux installations en se basant sur le catalogue numérique du groupe électropompes CAPRARI;
- * Le septième chapitre présente le phénomène du coup de bélier et la mise en place des moyens de protection quand cela est nécessaire;
- * Enfin, le huitième et dernier chapitre illustre le dimensionnement du réseau de distribution du chef-lieu de Beni Amrane (zone Ouest de la ville).



Chapitre I
Présentation du
site et l'état
actuel du
système d'AEP

I.1. Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous pouvons citer : les données de base, la connaissance détaillée des lieux et les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.2. Présentation du site

I.2.1. Commune de Beni Amrane

La commune de Beni Amrane est un centre de colonisation qui fut créé dans les années 1880, faisant partie du département de la grande Kabylie. Elle a été successivement une commune de la wilaya de Tizi Ouzou, puis de la wilaya de Bouira pour enfin faire partie de la wilaya de Boumerdès en 1985.

I.2.2. Situation Géographique

Beni Amrane est située au sud de la wilaya de Boumerdès. Elle est délimitée par :

- les communes de Tidjelabine et Thénia, au Nord-Ouest;
- les communes de Souk EL Had et Isser, au Nord-Est;
- la commune de Chaabet El Ameur, à l'Est;
- la commune de Ammal, au Sud ;
- la commune de Keddara, à l'Ouest.

La délimitation de la zone d'étude est représentée dans la figure (I.1) suivante:



Figure(I.1) : Situation de la commune de Beni Amrane

I.2.3. Climat

La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen sub-humide, été chaud et sec (de Mai à Septembre), et hiver pluvieux et doux (de Octobre à Avril). Une pluviométrie annuelle moyenne supérieure à 640 mm. Les températures moyennes varient entre 24°C en été et 11°C en hiver.

I.2.4. Structure du chef-lieu de la commune

L'agglomération du chef-lieu (ACL) de Beni Amrane, présente des espaces urbanisés suite à l'extension anarchique du noyau initial. Elle est composée essentiellement du noyau central de trame régulière où on trouve une concentration des équipements administratifs et commerciaux.

La topographie du terrain est très accidentée, la servitude de la voie ferrée et de la RN5 ont été des facteurs déterminants dans le développement de la ville. Ainsi Beni Amrane se trouve divisée en deux entités bien distinctes :

- la première entité située à l'Ouest de la RN5, est constituée du noyau initial et les premières extensions de la ville sous forme d'habitat individuel. C'est dans cette zone que se trouve les principales infrastructures de la ville ainsi que les services (commerce, cafés.....).
- la deuxième entité située à l'Est de la RN5. Elle se caractérise par la présence d'action planifiée sous forme de programme d'habitat notamment :
 - lotissement habitat individuel.
 - habitat collectif (existant et en cours de construction)[1]

I.3. Situation hydraulique actuelle

I.3.1. Ressources en eau

➤ Eaux superficielle

La Wilaya de Boumerdés a enrichi son potentiel en eaux potables, depuis le barrage de Takcebt. Ce dernier est situé à l'Est de la ville de Tizi Ouzou.

Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux distribuées à partir de ce barrage et parmi elles ; on trouve Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, villages de Tijelabine et villages de Kaddara.

Actuellement, le débit affecté à partir du SPET se fait par piquage au niveau de l'agglomération de Si Mustapha ce lui-ci est de **50 l/s**. Il est acheminé gravitairement par une conduite en fonte ductile de diamètre 400mm à la station centrale de souk El Had pour l'AEP de : Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, villages de Tijelabine et villages Kaddara[2].

➤ Eaux souterraine

La commune de Beni Amrane s'est approvisionnée en eau de puis la ressource souterraine pendant des années. Deux champs de captage sont utilisés : champ de captage de Souk el Had et champ de captage de la cuvette de barrage de Beni Amrane (El Kalaa). Leurs caractéristiques sont données dans les tableaux (I.1) et (I.2) [2].

Tableau (I.1) : Caractéristiques du champ de captage du Souk el Had

Forages	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	Agglomérations Desservies
F21	45	3888	En service	Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, villages de la commune de Tijelabine et villages de la commune de Kaddara
F5	15	1296		
F4	18	1555		
Total	78	6739		

Tableau (I.2) : Caractéristiques du champ de captage de la cuvette du barrage du Beni Amrane

Forages	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation		Agglomérations Desservies
F1	40	3456	En arrêt	Forages exploités en cas de perturbations d'AEP à partir de la station centrale de Souk el Had.	Commune de Beni Amrane et commune de Ammal
F2	20	1728	En arrêt		
F3	-	-	Non raccordé		
Total	60	5184			

➤ **Bilan des ressources**

Le bilan des eaux qui arrivent à la station centrale de Souk El-Had est illustré dans le tableau (I.3) suivant:

Tableau (I.3) : Bilan des ressources

Ressources	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	Agglomérations Desservies
SPET	50	4320	En service	Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, villages de la commune de Tijelabine et villages de la commune de Kaddara
F21 (Souk El Had)	45	3888	En service	
F5 (Souk El Had)	15	1296	En service	
F4 (Souk El Ead)	18	1555	En service	
Total	128	11059		

➤ **Affectation des ressources**

L'alimentation en eau potable de la ville de Beni Amrane est assurée via la station centrale de Souk El Had. Le réseau d'adduction alimente au même temps d'autres agglomérations (voir tableau (I.4))[2].

Tableau (I.4) : Affectation des ressources

Station de pompage		Volume moyen affecté (m ³)	Système d'AEP
Désignation	Capacité de refoulement (m ³ /h)		
Station centrale Souk El Had	2x180	8640	- ACL Beni Amrane - Chaîne Beni Khelifa - ACL Ammal - Chaîne des 25 villages - Chaîne Bouaidel
SP El Kelaa	144	3456	- ACL Beni Amrane - Chaîne Beni Khelifa
SP Talmat	54	1296	- Chaîne Beni Khelifa

Le volume moyen affecté pour ACL de Beni Amrane est de $3456 - 1296 = 2160 \text{ m}^3/\text{j}$, soit **25l/s**.

I.3.2. Adduction

L'eau qui arrive au réservoir de stockage de Beni Amrane, qui est d'une capacité de 300 m^3 , passe par un cheminement plus au moins long. Le transfert se fait à partir de la station centrale de Souk El Had par l'utilisation de trois 3 G.E.P.H. Leur fonctionnement se fait à l'aide de 2 pompes et une troisième de secoure. Les trois GEPH assurant ce fonctionnement ont les mêmes caractéristiques. Dans le cas de fonctionnement normal des GEPH, le débit total de fonctionnement est de $360 \text{ m}^3/\text{h}$ ($2 \times 180 \text{ m}^3/\text{h}$).

Cette eau est refoulée dans une conduite de différents matériaux (fonte, acier, amiante ciment) de diamètre 400 mm vers la station de pompage d'El kalaa qui est équipée d'un réservoir d'une capacité de 250 m^3 et cela sur un linéaire de **6250 ml**.

Cette dernière reprend le refoulement d'eau vers le réservoir de Talmat d'une capacité de 300 m^3 avec une conduite de diamètre 200 mm en fonte et cela sur un linéaire de **1086 ml**.

A partir du réservoir de Talmat l'eau est transférée gravitairement vers le réservoir de Beni Amrane dans une conduites de : 600ml en PVC de diamètre 200mm et 1330ml amiante ciment de diamètre 150mm (Figure (I.2)).

Ainsi se fait l'approvisionnement en eau potable pour l'aire d'étude (Beni Amrane centre) sur un linéaire total de **9266 ml** (tableau (I.5)) [2].

Tableau(I.5) : Caractéristique des conduites d'adduction

Adduction	Matériaux	Diamètre (mm)	Linéaire (m)	Linéaire total(m)	Etat
SP Souk El Had vers R 250 m ³ El Kalaa	Fonte	400	4500	6250	moyen à rénover à long terme
	Acier	400	1450		moyen à rénover à moyen terme
	Amiante ciment	400	300		Mauvais à rénover à court terme
SP El Kalaa vers R 300 m ³ Talmat	Fonte	200	1086	1086	Mauvais à rénover à court terme
R 300 m ³ Talmat vers R300 m ³ Beni Amrane	PVC	200	600	1930	moyen à rénover à moyen terme
	Amiante ciment	150	1330		moyen à rénover à moyen terme
Total				9266	

I.3.3. Ouvrages de stockage

Les ouvrages de stockage actuels de l'eau potable pour l'aire d'étude sont donnés dans le tableau (I.6) ci-après [2] :

Tableau(I.6) : Caractéristique des ouvrages de stockage

Réservoir	Capacité (m ³)	CTN (m)	C.R (m)	C.T.P (m)	Zone d'alimentation	Etat
El Kelaa	250	142,5	145,0	148,0	Ammal, Chaîne 25 villages, Chaîne Bouaidel, Chaîne Beni khelifa et Beni Amrane	Moyen, sont état nécessite un entretien
Talmat	300	240,35	239,0	243,0	Talmat, Ait Mohouche, Beni Amrane et chaîne Beni khelifa	Moyen, sont état nécessite un entretien
Beni Amrane	300	205,0	203,0	207,0	Ville de Beni Amrane	Dégrade, sont état nécessite une expertise

I.3.4. Station de pompage

Les caractéristiques des stations de pompage sont données dans le tableau (I.7) ci-dessous :

Tableau(I.7) : Caractéristique des stations de pompage

SP	Nombre de pompes	Q (m ³ /h)	Q (l/s)	HMT (m)	Observation
Souk El Had	2+1	2x180	2x50	120	Elle est dotée des équipements récents.
El Kelaa	1+1	144	40	110	Elle est dotée des anciens équipements mais sont fonctionnement est régulier.
Talmat	1+1	54	15	150	Elle est dotée des anciens équipements mais sont fonctionnement est régulier.

La station centrale de Souk El Had contient deux réservoirs et une station de pompage.

- Un réservoir de capacité de 1000 m³ ;
- Un réservoir de capacité de 300 m³ ;
- Une station de pompage.

Cette station contient plusieurs bras de refoulement à savoir :

- Souk El had ;
- Graacha ;
- Thénia (secoure) ;
- Beni Amrane [2].

I.3.5. Réseau de distribution

L'alimentation en eau potable de la ville de Beni Amrane s'effectue à partir d'un réservoir d'une capacité de 300 m³ à travers deux conduites principales. La première conduite assure l'alimentation en eau potable pour la partie Ouest et la deuxième alimente la partie Est [2].

A. Partie Ouest de la ville

L'alimentation en eau potable de la partie Ouest de la ville est assurée par la conduite principale en PVC de diamètre 250 mm et en amiante ciment de diamètre 200 mm. Le réseau de distribution de la partie Ouest de Beni Amrane est de type ramifié, en PEHD et acier galvanisé de différents diamètres (160, 125, 90, 75, 63, 40 et 20 mm). Le diagnostic effectué sur le terrain montre que le réseau est en bon état. Par conséquent, il sera maintenu dans le cas où les exigences hydrauliques sont respectées.

Les caractéristiques du réseau de distribution sont représentées dans les tableaux (I.8) et (I.9) suivants [2]:

Tableau(I.8) : Linéaire du réseau par diamètre (zone Ouest de la Ville)

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Matériaux
250	150	PVC
200	578	amiante ciment
150	175	amiante ciment
125	915	PEHD
110	70	PEHD
90	1240	PEHD
75	1238	PEHD
63	1339	PEHD
40	1249	PEHD
20	304	acier Galvanisé
Total	7 258	

Tableau(I.9) : Linéaire du réseau par matériaux (zone Ouest de la Ville)

Matériaux	Linéaire (m)	Répartition (%)
PVC	150	2
AC	753	10
PEHD	6051	83
AG	304	4
Total	7 258	100

B. Partie Est de la ville

L'alimentation en eau potable de la partie Est de la ville est assurée par la conduite principale en PVC et amiante ciment de diamètre 200mm. Le réseau de distribution de la partie Est de Beni Amrane est de type maillé et ramifié, en PEHD, acier galvanisé et acier de différents diamètres (160, 110, 90, 75, 63 et 40mm PEHD ; 100, 80,66 et 50mm AG). Le diagnostic effectué sur le terrain illustre que le réseau est en bon état. Par conséquent, il sera maintenu si les préconisations hydrauliques sont respectées.

Les caractéristiques du réseau de distribution sont représentées dans les tableaux (I.10) et (I.11) ci-après [2]:

Tableau(I.10) : Linéaire du réseau par diamètre (zone Est de la Ville)

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Matériaux
200	210	PVC
200	585	amiante ciment
200	125	Acier
100	255	Acier
100	776	AG
80	170	AG
66	592	AG
50	1144	AG
160	834	PEHD
125	203	PEHD
110	2780	PEHD
90	326	PEHD
63	1677	PEHD
40	984	PEHD
Total	10 661	

Tableau(I.11) : Linéaire du réseau par matériaux (zone Est de la ville)

Matériaux	PVC	AC	Acier	AG	PEHD	Total
Linéaire(m)	210	585	380	2682	6804	10661
Répartition(%)	2	5	4	25	64	100

C. Linéaire total du réseau de distribution de la ville de Beni Amrane

Tableau(I.12) : Linéaire total du réseau de distribution

Matériau	Linéaire (m)	Répartition (%)
PVC	360	2
AC	1338	7
Acier	380	2
AG	2986	17
PEHD	12855	72
Total	17 919	100

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la zone concernée par notre étude et l'état actuel du Système d'AEP. Le type des canalisations existantes est en amiante ciment, acier galvanisé, acier, PVC et PEHD. Le réseau dispose de cinq réservoirs et deux stations de pompage. L'adduction est composée d'une partie refoulement et une autre partie gravitaire.



Chapitre II

Diagnostic du

réseau

II.1. Introduction

Dans ce chapitre nous établirons un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la commune de Beni Amrane. Nous déterminerons les défaillances de forage, les ouvrages de stockage, les stations de pompage et vérifierons les capacités du réseau existant à véhiculer (distribuer) les quantités nécessaires en 2048.

II.2. Diagnostic physique

Au début de l'étude, afin de fixer le contexte général (structure, linéaires et anomalies), une présentation globale du système d'alimentation en eau potable de la commune de Beni Amrane est utile. En effet, lors de notre visite du site, nous avons constaté plusieurs défaillances des éléments constituant le réseau d'AEP.

II.2.1. Diagnostic physique du forage

Suite au diagnostic que nous avons effectué sur le forage, nous avons recensé plusieurs anomalies. La figure (II.1) ci-dessous en témoigne.



Figure (II.1) : Diagnostic physique du forage de Beni Amrane

• **Recommandations**



- Construction d'une clôture qui offre plus de sécurité ;
- Nécessité une expertise approfondie ;
- Réparations des conduites d'adduction pour éviter toute fuite.

II.2.2. Diagnostic physique des ouvrages de stockage

II.2.2.1. Réservoir El Kelaa

L'état de fonctionnement et les caractéristiques de cet ouvrage sont décrits dans le tableau (II.1) ci-après :

Tableau (II.1) : Caractéristiques du Réservoir El Kelaa et état de son fonctionnement



Réservoir El Kelaa				
Caractéristiques				
Capacité (m ³)		Type de la cuve		
250m ³		Circulaire surélevée		
Fonctionnement				
Origine de l'alimentation	Mode d'alimentation	Remplissage	Année de mise en service	
SP Souk El Had	refoulement	Sur verse	1960	
Volume incendie (120 m ³)		Non		
Etat et entretien				
Voie d'accès	Clôture	Echelle d'accès	Grilles d'aération	Robinetterie
Oui	Oui	Oui	Non	Bonne
				
Etanchéité de la cuve	Etat de la structure interne	Etat de la structure externe	Lavage annuel	
Dégradée	Dégradé	Dégradé	Oui	

- **Anomalies**
 - Fissures au niveau des parois ;
 - Absence de compteur de distribution ;
 - Dégradation du béton de la ceinture.
- **Recommandations**
 - Peindre les parois extérieures de l'ouvrage ;
 - Entretien des vannes contre la corrosion ;
 - Réhabilitation du revêtement du voile et ceinture.

II.2.2.2. réservoir de Talmat

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état de fonctionnement sont décrits dans le tableau (II.2) ci-dessous :

Tableau (II.2) : Caractéristiques du Réservoir Talmat et état de son fonctionnement



Réservoir de Talmat				
Caractéristiques				
Capacité (m ³)			Type de la cuve	
300m ³			Circulaire semi enterré	
Fonctionnement				
Origine de l'alimentation	Mode d'alimentation		Remplissage	Année de mise en service
SP El Kelaa	refoulement		Sur verse	1960
Volume incendie (120 m ³)			Non	
Etat et entretien				
Voie d'accès	Clôture	Echelle d'accès	Grilles d'aération	Robinetterie
Oui	Oui	Oui	Oui	dégradé
				
Etanchéité de la cuve	Etat de la structure interne		Etat de la structure externe	Lavage annuel
Dégradée	Dégradé		Dégradé	Oui

- **Anomalies**
 - Fissures et fuites au niveau des parois ;
 - Absence de compteur de distribution ;
 - Plafond de la chambre des vannes dégradé ;
 - Béton de la ceinture dégradé.
- **Recommandations**
 - Entretien des vannes contre la corrosion ;
 - Réhabilitation du revêtement du voile et ceinture ;
 - Entretien des parois extérieures de l'ouvrage.

II.2.2.3. Réservoir de Beni Amrane

Les caractéristiques de cet ouvrage et l'état de fonctionnement sont décrits dans le tableau (II.3) ci-dessous :

Tableau (II.3) : Etat de fonctionnement et caractéristiques du Réservoir Beni Amrane

Réservoir de Beni Amrane				
Caractéristiques				
Capacité (m ³)			Type de la cuve	
300m ³			Circulaire semi-enterrée	
Fonctionnement				
Origine de l'alimentation	Mode d'alimentation		Remplissage	Année de mise en service
Réservoir de Talmat	Gravitaire		Sur verse	1960
Volume incendie (120 m ³)			Non	
Etat et entretien				
Voie d'accès	Clôture	Echelle d'accès	Grilles d'aération	Robinetterie
Oui	Non	Oui	Oui	dégradé
				
Etanchéité de la cuve	Etat de la structure interne		Etat de la structure externe	Lavage annuel
mauvaise	dégradé		Dégradé	Oui


- **Anomalies**
 - Plafond de la chambre des vannes dégradé ;
 - Fissures et fuites au niveau des parois ;
 - Absence de compteur sur la distribution ;
 - Béton de la ceinture dégradé.

- **Recommandations**
 - Construction d'une clôture, car ce réservoir se trouve dans un endroit isolé ;
 - Refaire l'étanchéité de la coupole ;
 - Réhabilitation du revêtement du voile et ceinture ;
 - Entretien des parois extérieures de l'ouvrage.

II.2.2.4. réservoir de Souk El Had

Les caractéristiques et l'état de fonctionnement de cet ouvrage sont décrits dans le tableau (II.4).

Tableau (II.4) : Caractéristiques et état de fonctionnement du Réservoir Souk El Had


Réservoirs de Souk El Had				
Caractéristiques				
Capacité (m ³)		Type de la cuve		
300+1000m ³		Circulaire semi-enterré		
Fonctionnement				
Origine de l'alimentation	Mode d'alimentation	Remplissage	Année de mise en service	
Champ de captage de Souk El Had+ SPET	Gravitaire	Sur verse	2005	
Volume incendie (120 m ³)		Oui		
Etat et entretien				
Voie d'accès	Clôture	Echelle d'accès	Grilles d'aération	Robinetterie
Oui	Oui	Oui	Oui	Bonne
				
Etanchéité de la cuve	Etat du génie civil interne	Etat du génie civil externe	Lavage annuel	
Bonne	Bon	Bon	Oui	

II.2.3. Diagnostic physique des stations de pompages

II.2.3.1. Station de pompage de Souk El Had

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état de fonctionnement sont décrits dans le tableau (II.5) ci-dessous :


Tableau (II.5) : Caractéristiques et état de fonctionnemet de la station de pompage Souk El Hah

Station de pompage Souk El Had					
Caractéristiques					
Nombre de bras	Nombre de pompes	Débit (m ³ /h)	Hmt(m)	Capacité (m ³)	Année de mise en service
3	2+1	2x180	120	1300	2005
	1+1	-	-		
	1+1	-	-		
-Adduction					
Origène de l'alimentation			Ouvrage à alimenter		
Champ de captage +SPET			Garaacha, Souk El Had et Beni Amrane		
Etat et entretien					
Clôture		Voie d'accès		Robinetterie (Vannes, Clapet...)	
Oui		Oui		Bonne	
					
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	
Lavage annuel					
Oui					

II.2.3.2. Station de pompage El Kelaa

Le tableau (II.6) ci-dessous présente les caractéristiques et l'état de fonctionnement de cette station de pompage.

Tableau (II.6) : Caractéristiques de la station de pompage El Kelaa et son fonctionnement

Station de pompage El Kelaa					
Caractéristiques					
Nombre de bras	Nombre de pompes	Débit (m ³ /h)	Hmt(m)	Capacité (m ³)	Année de mise en service
1	1+1	144	110	250	1960
-Adduction					
Origène de l'alimentation			Ouvrage à alimenter		
Station de Souk El Had			Talmat		
Etat et entretien					
Clôture		Voie d'accès		Robinetterie (Vannes, Clapet...)	
Oui		Oui		Dégradé	
					
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Dégradé		Bon		Dégradé	
				Lavage annuel	
				Oui	

- **Anomalies**
 - Equipements anciens ;
 - Chambre des vannes dégradées.
- **Recommandation**
 - Nettoyage et débroussaillage de la station ;
 - Réhabilitation de la chambre de vanne et la cuve et renouvellement des équipements ;
 - Faire une couche de peinture pour les parois extérieures de l'ouvrage ;
 - Entretien des vannes contre la corrosion.

II.2.4. Diagnostic physique des conduites d'AEP

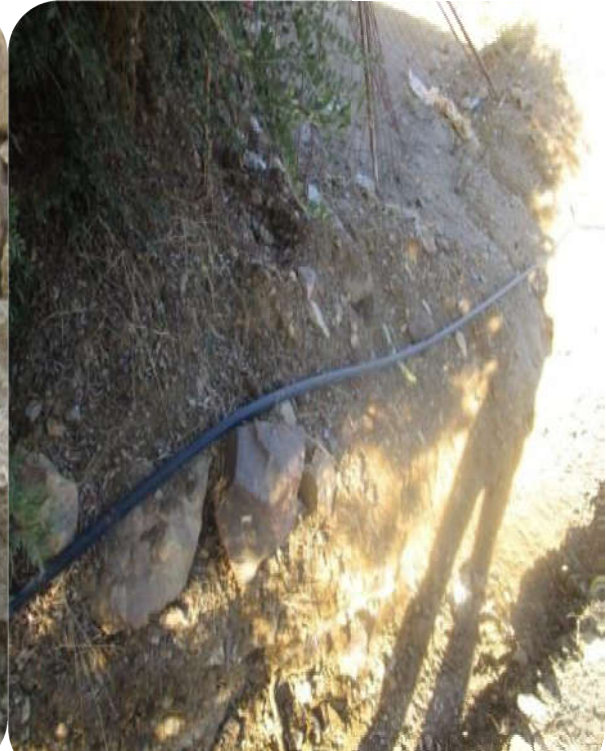
Suite au diagnostic que nous avons effectué sur le réseau de Beni Amrane nous avons constaté plusieurs anomalies (voir figures (II.2) et (II.3)).



Figure (II.2) : Conduite déterrée et usée suite aux multiples réparations.



Conduite dans les caniveaux



Conduite en PEHD à ciel ouvert



Fuite au niveau d'une vanne sans regard



Regard de vanne détérioré et encombré

Figure (II.3) : Diagnostic physique des conduites d'AEP

- **Recommandations**

- Nettoyage de tous les regards des vannes et réparation des fuites pour éviter les risques d'infiltration des eaux polluées à l'intérieur des canalisations ;
- Construction des regards pour les vannes à ciel ouvert ;
- Mettre les conduites en PEHD à ciel ouvert dans des tranchées, et terrasser à une profondeur minimale de 0,80 m ;
- Remplacer impérativement les matériaux en acier galvanisé et amiante ciment qui sont des matériaux déclassés pour l'alimentation en eau potable
- Réduire les fuites au niveau des conduites et les vannes.

II.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le diagnostic physique du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Beni Amrane (Réservoirs, Stations de Pompages, Conduites d'adduction et de distribution). Nous avons constaté des anomalies considérables. A l'issue de cette étude, nous avons pu proposer des recommandations à court terme, moyen terme et à long terme.



Chapitre III
Estimation des
besoins

III.1. Introduction

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixe pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire, appelée dotation, est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...). Elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

III.2. Estimation des besoins en eau

III.2.1. Situation démographique

Selon les services d'APC de Beni Amrane, la population de l'agglomération est de 8027 habitants au dernier recensement (RGPH 2008). La répartition de la population est représentée dans le tableau (III.1). Elle concerne le centre de Beni Amrane, le village d'Ait Mohouche et le village de Talmat. Dans le cadre de ce travail, le calcul hydraulique sera limité au centre de Beni Amrane (ACL) uniquement qui comprend 7211 habitants [1].

Tableau(III.1) : Population des zones concernées par l'étude

Désignation	Centre Beni Amrane	Ait mohouche	Talmat	Total
population (habitants)	7211	360	456	8027

III.2.2. Evolution de la population

III.2.2.1. Taux d'accroissement

Selon l'Office National des Statistiques, la population de l'aire d'étude est de 7211 habitants. Le taux d'accroissement de l'agglomération chef-lieu (ACL) est estimé à 2.2 % [1].

III.2.2.2. Calcul de la population à l'horizon 2048

Pour l'évaluation de la population à l'horizon 2048, le nombre d'habitants est calculé sur la base du taux arrêté au recensement 2008, en tenant compte d'une augmentation annuelle en pourcentage, par la formule suivante:

$$P_n = p_0 (1+\tau)^n \quad (\text{III.1})$$

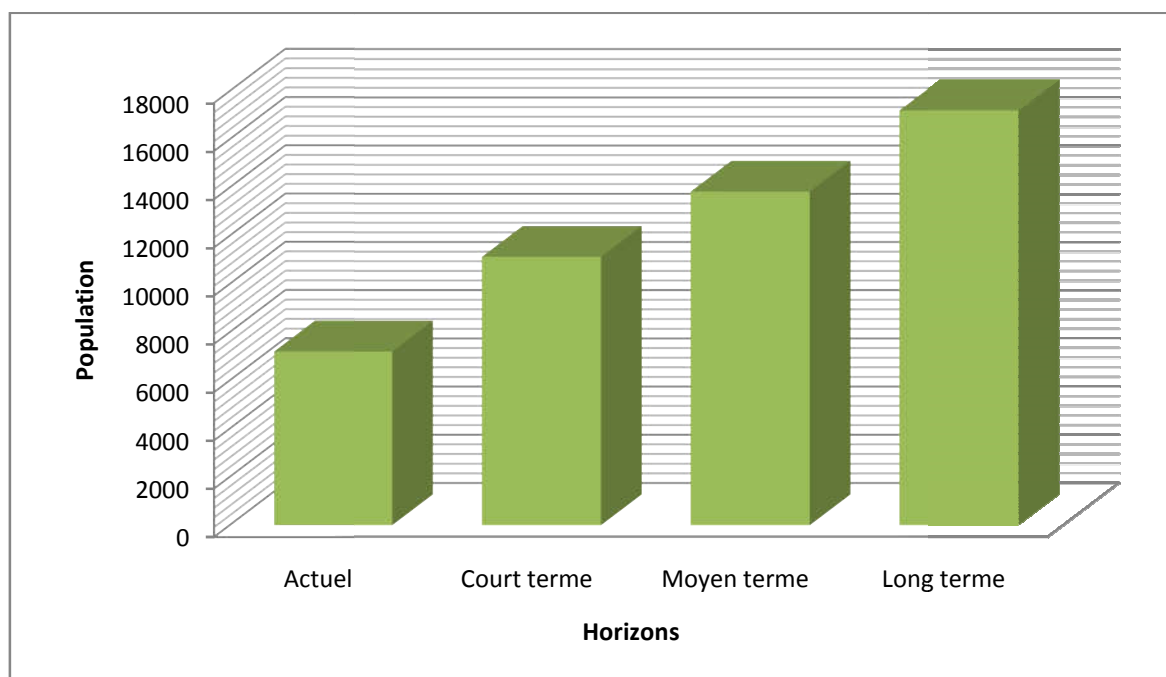
avec :

- P_n : nombre d'habitants dans (n) années ;
- P_0 : nombre d'habitants actuel ;
- τ : taux d'accroissement de la population ;
- n : nombre d'années séparant les deux horizons de calcul

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau (III.2) et la figure(III.1) ci-après:

Tableau (III.2) : Evolution de la population

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2018	long terme 2048
Taux d'accroissement (%)	2.2	2.2	2.2
Population (habitants)	7 211	8 964	17 218



Figure(III.1) : Evolution de la population à l'horizon 2048

III.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

Afin de déterminer la consommation moyenne journalière de la zone d'étude, il faudra estimer tous les besoins existants, à savoir :

- consommations domestiques ;
- consommations administratives ;
- consommations des établissements scolaires ;
- consommations sanitaire ;
- consommations des établissements socio-culturels et sportifs ;
- consommations des équipements commerciaux,....etc.

Cette consommation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \sum \left(\frac{1}{1000} \times \text{dot} \times N_i \right) \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad \text{(III.2)}$$

avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier ;
- dot: dotation moyenne (l/j/hab) ;
- N_i : nombre de consommateurs.

III.2.4. Norme de consommation

Avant toute étude de dimensionnement d'un réseau d'AEP, il ya lieu de déterminer la quantité d'eau à distribuer. Pour cela, il faut choisir une norme de consommation qui représentera une moyenne pondérée des consommations journalières. Cette norme doit être obtenue à base d'une campagne de recensement ou des lois statistiques (tableau(III.3)) [3].

Tableau (III.3) : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
de 5000 à 20000	150 à 200
de 20000à100000	200 à 300
supérieur à 100000	300 à 400

En se basant sur la population de l'horizon projetée, on optera pour une dotation de 160 l/hab/j.

III.2.5. Equipements existants

Les équipements existants sont représentés dans le tableau(III.4) suivant :

Tableau (III.4) : Equipements publics existants

Type d'équipement	Equipements	Effectifs
Administration	A P C	40 employés
	P T T	10 employés
	Assurance	20 employés
	Gendarmerie	30 gendarmes
	Commissariat	30 policiers
Etablissements scolaires	Ecoles primaires (03)	1500 élèves
	C E M (02)	1000 élèves
	Lycées (03)	1200 élèves
	C F P A	300 élèves
Sanitaires	Salle de soin	25 lits
	Centre de santé	50 lits
	Polyclinique	40lits

Tableau (III.4) : Equipements publics existants (suite et fin)

Socio-culturels et sportifs	Mosquées (02)	2600 fidèles
	Maison de jeun	100 usagers
	Stade	100 joueurs
	C S P	80 usagers
Commerciaux	Pharmacie (02)	04 employés
	Unité de menuiserie (02)	04 employés
	Unité artisanale de couture (02)	10 employés
	Cafétéria (08)	350 clients
	Alimentation général (06)	12 employés
	Restaurant (10)	400 clients

III.2.6. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins

III.2.6.1. Besoins domestiques

Les besoins domestiques sont estimés sur la base d'une dotation de 160 l/j/hab. Cette valeur est retenue dans le cadre du P.D.A.U de la commune Beni Amrane. Les besoins en eau qui expriment la consommation moyenne journalière domestique sont reportés dans le tableau (III.5) suivant [1] :

Tableau(III.5) : Besoins domestiques

Horizon	Nbr d'habitants	Dotation (l/hab/j)	Débit moy j (m ³ /j)	Débit moy j (l/s)
Actuel (2018)	8 964	160	1 434.24	16.6
Court terme (2028)	11 143	160	1 782.88	20.6
Moyen terme (2038)	13 851	160	2 216.16	25.6
Long terme (2048)	17 218	160	2 754.88	31.8

III.2.6.2. Besoins des équipements

Les besoins en eau des équipements existants sont représentés dans les tableaux (III.6), (III.7), (III.8), (III.9) et (III.10) suivants :

A. Besoins administratives

Tableau(III.6) : Besoins des établissements administratifs

Type d'équipement	Nombre des Employés	Dotation (l/j/employé)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
APC	40	10	0.4	0.0046
PTT	10	10	0.1	0.0012
Assurance	20	10	0.2	0.0023
Gendarmerie	30	160	4.8	0.0555
Commissariat	30	160	4.8	0.0555
Total	130	-	10.3	0.119

B. Besoins des établissements scolaires

Tableau(III.7) : Besoins des établissements scolaires

Type d'équipement	Nombre d'élèves (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Besoins(m ³ /j)	Besoins (l/s)
Ecoles primaires	1500	10	15	0.174
C E M (02)	1000	10	10	0.116
Lycées (03)	1200	10	12	0.138
C F P A	300	10	3	0.035
Total	4000	-	40	0.463

C. Besoins sanitaire

Tableau(III.8) : Besoins sanitaire

Type d'équipement	Nombre de lits	Dotation (l/j/lit)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Salle de soin	25	50	1.25	0.014
Centre de santé	50	50	2.5	0.029
Polyclinique	40	50	2	0.023
Total	115	-	5.75	0.066

D. Besoins des établissements socio-culturels et sportifs

Tableau(III.9) : Besoins des établissements socio-culturels et sportifs

Type d'équipement	Effectifs	Dotation (l/j/effectif)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
02 Mosquées	2600	10	26	0.3
01 Maison de jeun	100	10	1	0.016
01 Stade	100	5	0.5	0.006
01 CSP	80	50	4	0.046
Total	2880	-	27.9	0.368

CSP : Complexe Sportif de Proximité

E. Besoins commerciaux

Tableau(III.10) : Besoins commerciaux

Type d'unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Unité de menuiserie	02	50	0.1	0.001
Unité artisanale de couture	02	500	1	0.012
Pharmacie	02	50	0.1	0.001
Cafétéria	08	300	2.40	0.027
Alimentation général	06	40	0.24	0.003
Restaurant	10	400	4	0.046
Total	30	-	7.84	0.09

III.2.6.3. Les besoins totaux en eau

Le récapitulatif des consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (III.11) ci-après :

Tableau (III.11) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers

Secteur	Besoins actuels 2018 (m ³ /j)	Besoins futur 2048 (m ³ /j)
Domestique	1434.24	2754.88
Administration	10.3	10.3
Scolaire	40	40
Sanitaire	5.75	5.75
Socio-culturel et sportif	27.9	27.9
Commerciaux	7.84	7.84
Total	1526.03	2846.67

III.2.6.4. Estimation des besoins en tenant compte des pertes

La consommation moyenne journalière est majorée de 20% pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière et pour combler les fuites qui sont dues soit:

- A la consommation comptabilisée (illégal);
- Aux fuites dans le réseau d'adduction;
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, vieillissement du réseau, les différents équipements hydrauliques et la nature du terrain et la qualité d'entretiens;
- Aux fuites chez le consommateur (robinetterie).

La consommation moyenne journalière majorée de 20% est résumée dans les tableaux (III.12) et (III.13) ci- dessous:

Tableau (III.12) : Consommation moyenne journalière majorée (2018)

Type de consommation	Besoins actuels 2018 (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Besoins actuels majorée (m ³ /j)
Domestique	1434.24	286.848	1721.088
Equipement	91.79	18.358	110.148
Total	1526.03	305.206	1831.236

Tableau (III.13) : Consommation moyenne journalière majorée (2048)

Type de consommation	Besoins en 2048 (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Besoins majorée en 2048 (m ³ /j)
Domestique	2754.88	550.976	3305.856
Equipement	91.79	18.538	110.148
Total	2846.67	569.514	3416.004

Le débit moyen journalier majoré est actuellement de : 1831.236 m³/j soit 21.19 l/s. Tandis que, à l'horizon 2048, il sera de 3416.004 m³/j soit 39.53l/s.

III.3. Variation de la consommation journalière

III.3.1. Consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des quantités gaspillées. Elle est obtenue par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{III.3})$$

avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier (m³/j) ;
- $K_{\max,j}$: coefficient de variation journalière maximale

$$K_{\max,j} = [1.1-1.3]$$

On prend $K_{\max,j} = 1.2$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

Tableau (III.14) : La consommation maximale journalière de Beni Amrane

Horizon	Actuel 2018	Futur 2048
$Q_{\text{moy.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1 831.236	3 416.004
$K_{\text{max.j}}$	1.2	1.2
$Q_{\text{max.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	2 197.483	4 099.204

- Le débit maximum journalier actuel (2018) est estimé à **2 197.483 m³/j**, soit **25.43 l/s**
- Le débit maximum journalier futur (2048) est estimé à **4 099.204 m³/j**, soit **47.44 l/s**

III.3.2. Consommation minimale journalière

La consommation minimale journalière elle est définie à partir du coefficient minimal journalier ($K_{\text{min.j}}$) qui est considéré comme étant le rapport entre la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\text{min.j}} = \frac{Q_{\text{min.j}}}{Q_{\text{moy.j}}} \quad (\text{III.4})$$

avec :

- $Q_{\text{min.j}}$: débit minimale journalier (m³/j) ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier (m³/j) ;
- $K_{\text{min.j}}$: coefficient de variation journalière minimale

$K_{\text{min.j}} = [0.7-0.9] \rightarrow$ On prend $K_{\text{min.j}} = 0.8$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Tableau (III.15) : La consommation minimale journalière de Beni Amrane

Horizon	Actuel 2018	Futur 2048
$Q_{\text{moy.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1 831.236	3 416.004
$K_{\text{min.j}}$	0.8	0.8
$Q_{\text{min.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1 464.988	2 732.803

- Le débit minimum journalier actuel (2018) est estimé à **1 464.988 m³/j** soit, **16.95 l/s**
- Le débit minimum journalier futur (2041) est estimé à **2 732.803 m³/j** soit, **31.62 l/s**

III.4. Variation de la consommation horaire

Le débit journalier subit des variations durant les 24h de la journée. Ces variations sont caractérisés par les coefficients $K_{\text{max.h}}$ et $K_{\text{min.h}}$ qui représentent respectivement le coefficient de variation maximale et minimale horaire.

$$K_{\text{max.h}} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} \quad (\text{III.5})$$

$$K_{\text{min.h}} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} \quad (\text{III.6})$$

III.4.1. Consommation maximale horaire (débit de pointe)

Ce débit donne la consommation horaire la plus élevée de la journée et qui permet de dimensionner le réseau de distribution, il ressort de la formule (III.5) :

$$Q_p = K_{\max.h} \times Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{III.7})$$

où :

$Q_{\text{moy.h}}$: Consommation moyenne horaire (m^3/h)

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\max.j} / 24 \quad (\text{III.8})$$

Le coefficient maximal horaire ($k_{\max.h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} .

tel que :

$$K_{\max.h} = \beta_{\max} \times \alpha_{\max} \quad (\text{III.9})$$

avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1.2 à 1.4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, on prend $\alpha_{\max} = 1.3$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (III.16) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (III.16) : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	< 1 000	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	50
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Actuellement, la population est estimée à 8964 habitants, d'où β_{\max} est compris entre 1.4 et 1,3, par interpolation on trouve β_{\max} égale à **1.369**

A l'horizon 2048, la population est estimée à 17 218 habitants d'où β_{\max} est compris entre 1.3 et 1,2, par interpolation on trouve β_{\max} égale à **1.227**

Tableau (III.17) : Consommation maximale horaire

Horizon	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$K_{\max.h}$	$Q_{\text{moy.h}}$ (m^3/h)	$Q_{\max.h}$ (m^3/h)
Actuel 2018	8964	1.3	1.369	1.779	1.8	91.56	164.808
Futur 2048	17 218	1.3	1.227	1.595	1.6	170.80	273.280

- Le débit de pointe à l'horizon 2048, est de **273.280 m^3/h** , soit **75.91 l/s**

III.4.2. Consommation minimale horaire

La consommation minimale horaire est donnée par le coefficient $K_{\min.h}$ qui permettant de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, il ressort de la formule (III.6) :

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} \times Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{III.10})$$

où :

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min.h} \times \beta_{\min.h} \quad (\text{III.11})$$

avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (III.18) ci-après donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (III.18) : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Les résultats de la consommation minimale horaire sont représentées dans le tableau (III.19) suivant :

Tableau (III.19) : Consommation minimale horaire

Horizon	Population	α_{\min}	B_{\min}	$K_{\min.h}$	$K_{\min.h}$	$Q_{\text{moy.h}}$ (m ³ /h)	$Q_{\min.h}$ (m ³ /h)
Actuel 2018	8964	0.5	0.295	0.147	0.1	91.56	9.156
Futur 2048	17 218	0.5	0.472	0.236	0.2	170.80	34.16

III.5. Besoins des zones alimentées par la station centrale de Souk El Had

III.5.1. Evaluation de la population

La variation du nombre d'habitants des zones qui s'alimentées a partir de la station de Souk El Had sont reportée dans le tableau (III.20) ci-après [2].

Tableau (III.20) : Variation de la population des zones alimentées par la station de Souk El Had

Agglomérations	Taux d'accroissement(%)	Pop 2008	Pop 2018	Pop 2048
Ait Mohouche +Talmat	2	816	995	1803
Chaine de Beni Khelifa	2	10100	12312	22302
Commune de Ammal	2	11449	13957	25282
Total	2	22365	27264	49387

III.5.2. Consommation moyenne journalière ($Q_{\text{moy.j}}$)

Les calculs sont obtenus par l'équation (III.2) avec une dot de 150 l/j/hab (tableau (III.21)).

Tableau (III.21) : Consommation moyenne journalière

Agglomérations	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy.j} Actuel 2018 (m ³ /j)	Q _{moy.j} futur 2048 (m ³ /j)
Ait mohouche + Talmat	150	149.25	270.45
Chaîne de Beni Khelifa	150	1846.8	3345.3
Commune de Ammal	150	1717.35	3792.3
Total		3709.4	7408.05

III.5.3. Consommation maximale journalière (Q_{max.j})

Elle est obtenue par l'équation (III.3), les résultats sont représentés dans le tableau (III.22) suivant :

Tableau (III.22) : Consommation maximale journalière

Agglomérations	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Perte (m ³ /j)	Q _{moy. majoré} (m ³ /j)	K _{max.j}	Q _{max.j} (m ³ /j)
Ait mohouche + Talmat	270.45	54.09	324.54	1.2	389.44
Chaîne de Beni Khelifa	3345.30	669.06	4014.36	1.2	4817.23
Commune de Ammal	3792.30	758.46	4550.76	1.2	5460.91
Total	7408.05	1481.61	8889.66	1.2	10667.59

III.6. Synthèse des besoins

Les besoins de la zone d'étude (ACL de Beni Amrane) et les autres zones sont regroupés dans le tableau (III.23) ci-dessous :

Tableau(III.23) : Récapitulatif des besoins

	Q _{max.j} (m ³ /j)	Q _{max.j} (l/s)
Zone d'étude (ACL de Beni Amrane)	4099.204	47.44
Ait mohouche + Talmat	389.44	4.50
Commune de Ammal	5460.91	63.20
Chaîne de Beni Khelifa	4817.23	55.75
Total	14766.80	170.9

III.7. Bilan des Ressources-Besoins

- Ressources mobilisés : $F_{21} + F_5 + F_4 + SPET = 11\ 059\ m^3/j$, soit **128 l/s** ;
- Station central de Souk El Had (production) : **8640 m³/j**, soit **100 l/s** ;
- Les Besoins en eau de Beni Amrane : **4099.204 m³/j**, soit **47.44 l/s**
- Les besoins en eau des différentes zones qui s'alimentent de la station de Souk El Had : **10667.58 m³/j**, soit **123.46 l/s**.

Tableau (III.24) : Bilan des ressources-besoins

Ressources (l/s)	128
Besoins (l/s)	170.9
Bilan (l/s)	- 42.9

III.8. Conclusion

Après avoir établi le bilan ressources-besoins, nous avons constaté que les ressources existantes ne peuvent pas couvrir les besoins au long terme (2048), à savoir un déficit de **42.9 l/s**.

Vu le manque énorme en eau potable dont souffre la zone d'étude, Selon les services de la direction des ressources en eau (DRE) de la Wilaya de Boumerdés, **80 l/s** soit **6912 m³/j** sont affectés à la station centrale de Souk El Hah a partir de SPET. Ceci pourra couvrir se déficit. Ces estimations seront prises en considération dans le dimensionnement des réservoirs et des conduites d'adduction.



Chapitre IV

Les réservoirs

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous décrivons un ouvrage qui représente une utilité très importante pour l'étude d'un réseau d'alimentation en eau potable. Il s'agit de réservoir. C'est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution. Il est aménagé pour contenir de l'eau destinée à la consommation publique et/ou à l'usage industriel.

IV.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau présentent plusieurs avantages. Ci-dessous, nous discuterons ces avantages [5].

- **Régulateur et accumulateur**

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égale au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre les débits refoulé et consommé. Il garantit également le stockage de l'eau pendant le fonctionnement de la station de pompage et assure la continuité de la distribution pendant son arrêt.

- **Maintien des pressions**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à une altitude pour assurer la pression nécessaire entre deux endroits éloignés.

- **Gain d'énergie au niveau de la station de pompage**

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.

- **Utilité pour briser la charge**

Si le terrain présente un relief très accidenté dans certains endroits de réseau, nous pouvons avoir des pertes de charges considérables.

- **Stockage de la réserve d'incendie**

Il existe deux types de réservoirs :

- Réservoir pour la réserve d'incendie ; ce type de réservoir est rare dans la pratique en raison des coûts liés à sa réalisation ;
- Réserve d'incendie qui est stockée dans le réservoir d'accumulation.

Ces réservoirs permettent de :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Réguler le fonctionnement de la pompe ;
- Maintenir la pression de consigne dans le réseau de distribution ;
- Coordonner le régime d'adduction en régime de distribution ;
- Servir de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- Jouer le rôle de relais.

IV.3. Emplacement du réservoir

Dans la plupart des cas, le réservoir a pour objectif d'assurer l'arrivée de l'eau aux clients avec une pression suffisante, notamment aux heures de pointe. Son emplacement doit être à une attitude supérieure à l'agglomération desservie. Cette altitude doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau [5].

Son implantation découle de considérations très diverses. Techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir, mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale, on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel ;
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix raisonnable ;
- La nature du sol (fondation) ;
- La taille du réservoir.

IV.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon différentes critères. Le tableau (IV.1) ci-dessous fournit quelques critères de classification [6].

Tableau (IV.1) : Critères de classification des réservoirs

Situation par rapport à la distribution	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir en charge sur le réseau ▪ Réservoir nécessitant une surpression
Rôle principal	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir principal ▪ Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau
Disposition par rapport au sol	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir enterré ▪ Réservoir semi-enterré ▪ Réservoir au sol ▪ Réservoir surélevé (château d'eau)
La forme	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir circulaire ▪ Réservoir rectangulaire ▪ Réservoir de forme quelconque

IV.5. Choix du type de réservoir

Dans une adduction suivant un relief très accidenté, tel celui de notre région d'étude, il est préférable d'avoir recours aux réservoirs circulaires, semi-enterrés pour lesquels :

- Les frais de terrassement et de construction sont acceptables ;
- L'étude architecturale est simplifiée ;
- L'étanchéité est facile à réaliser.

Vu le relief du terrain et l'emplacement disponible, nous optons pour des réservoirs circulaires semi-enterrés comme le montre la figure (IV.1) ci-après :

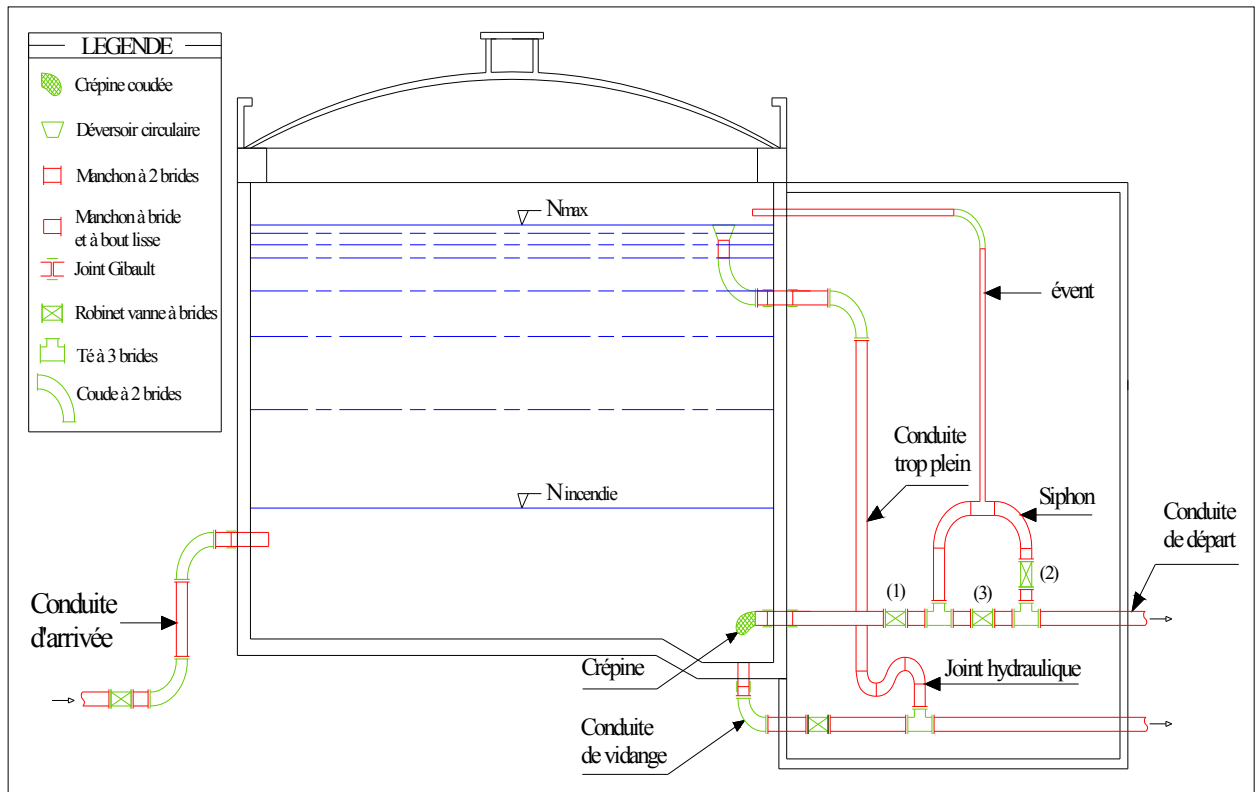


Figure (IV.1): Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

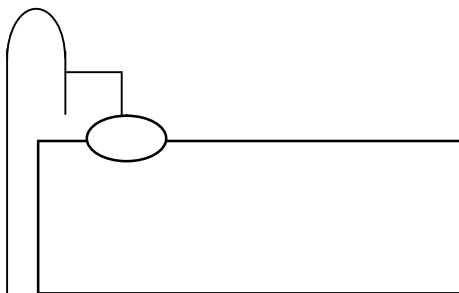
IV.6. Equipement des réservoirs

Le réservoir doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite de by-pass ;
- Un système de matérialisation de consignes d'incendie.

IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par sur verse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant (Figure (IV.2) et (IV.3)) [4].



Figure(IV.2): Adduction en chute libre

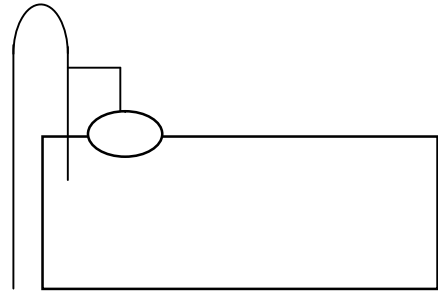


Figure (IV.3) : Adduction noyée

IV.6.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex (Figure (IV.4)) [6].

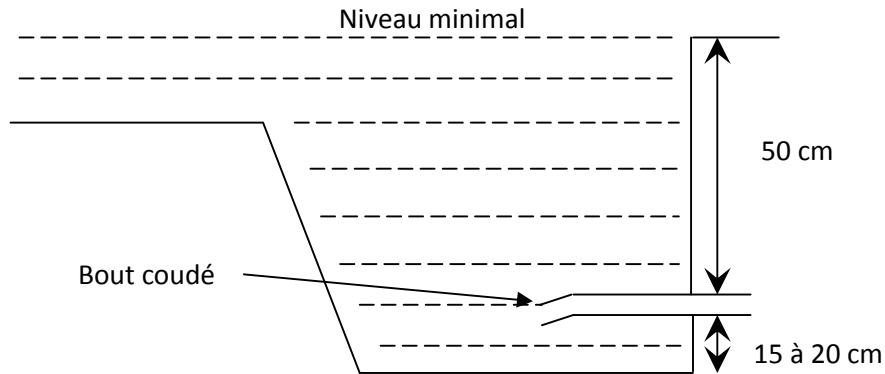


Figure (IV.4) : Conduite de distribution

IV.6.3. Conduite trop-plein

Elle sert à évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur (Figure (IV.5)) [4].

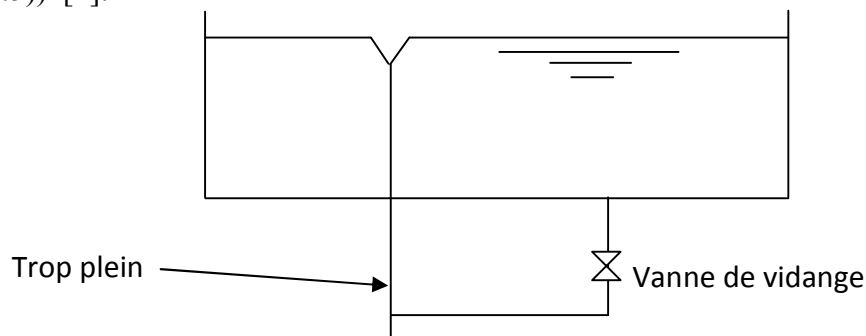


Figure (IV.5) : Trop plein et vidange

IV.6.4. Conduite de vidange

Elle commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage (Figure (IV.6)) [3].

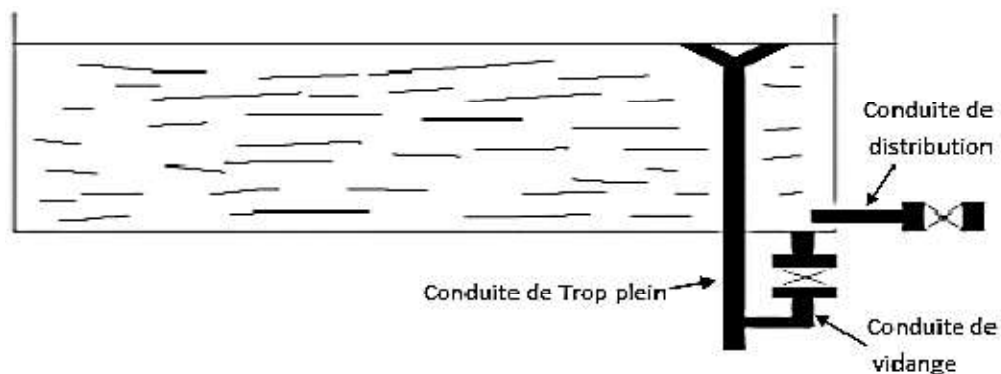


Figure (IV.6) : Conduite de vidange

IV.6.5. Conduite by-pass

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normal les vannes ① et ③ sont ouvertes et la vanne ② est fermée, en by-pass on ferme les vannes ① et ③ et on ouvre la vanne ② (Figure (IV.7)) [3].

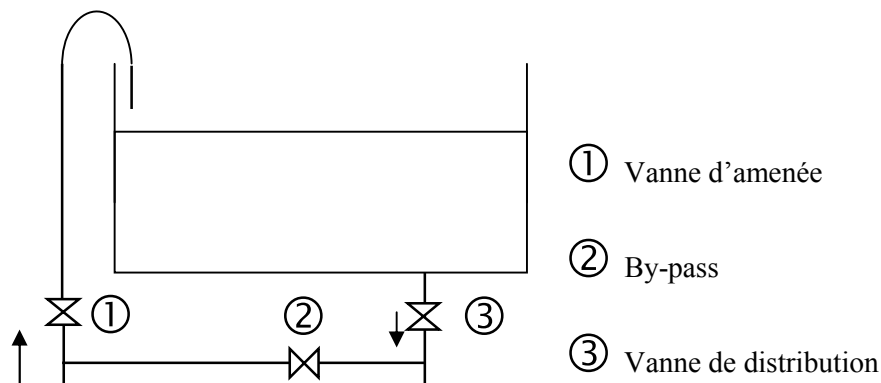


Figure (IV.7) : By-pass entre l'adduction et la distribution

IV.6.6. Système de matérialisation de la consigne d'incendie

Pour éviter le passage de la réserve dans la distribution, en temps normal la vanne ① est ouverte et ② fermée, en cas de besoin, il suffira d'ouvrir la vanne ② tout en évitant la tranche morte (Figure (IV.8)) [3].

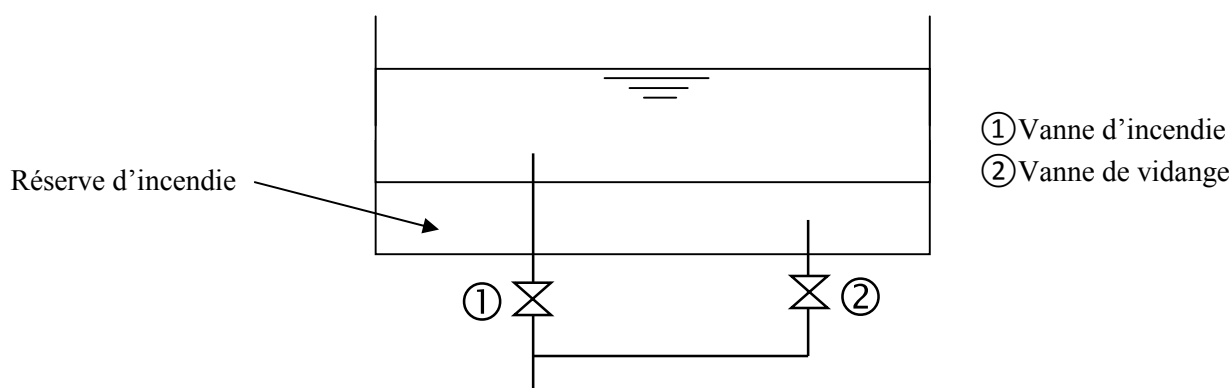


Figure (IV.8) : Système de deux prises

Le dispositif le plus employé, est celui en siphon, où en temps normal, la vanne ① est ouverte et la vanne ② est fermée, le siphon se désamorçe grâce à l'évent exposé à l'air libre, ainsi lors d'un incendie, il suffira d'ouvrir la vanne ② (Figure (IV.9)) [3].

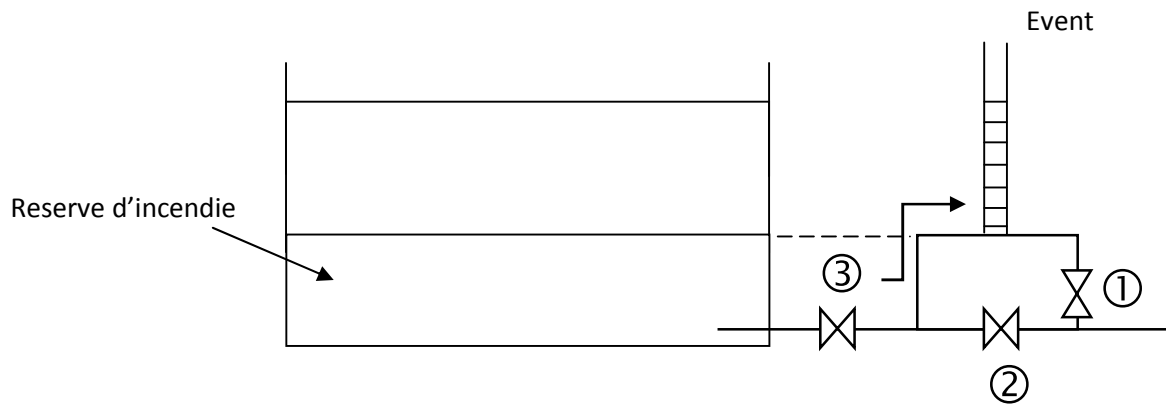


Figure (IV.9) : Système à Siphon

IV.8. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que [4] :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparation éventuelles des parois ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.

IV.9. Détermination de la capacité des réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autre part, de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie [3].

IV.9.1. Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder [3]:

- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé ;
- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

IV.9.1.1. Méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu (P_{\max}) dans celui-ci pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre l'apport et la distribution, ce qui nous donnera la valeur max du résidu P_{\max} et V_r seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique.

$$V_r = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} \quad (\text{IV.1})$$

avec:

- V_r : volume de régularisation du réservoir (m^3) ;
- P_{\max} : résidu maximum (%) ;
- Q_{\max} : débit maximum journalier (m^3/j).

IV.9.1.2. Calcul du résidu P_{\max}

On a déjà déterminé la valeur du coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$ (Tableau (III.16)).

Le régime de consommation journalière de chef-lieu de Beni Amrane est pris du tableau du régime de distribution du débit journalier.

- On fait une répartition de 20 heures de pompage ;
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe ;
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée en P_{\max} sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{IV.2})$$

avec:

- R_{\max}^+ : résidu maximum positif (%) ;
- R_{\max}^- : résidu maximum négatif (%) .

IV.9.1.3. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m^3 (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de $60 \text{ (m}^3/\text{h)}$).

Le volume total est donc :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV.3})$$

avec :

- V_t : volume total du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : volume de la réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$).

IV.9.1.4. Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suit :

$H = [4 : 6] \text{ m} \rightarrow$ on prend $H = 4 \text{ m}$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3 , et $H = 6 \text{ m}$ pour les réservoirs supérieurs à 500 m^3 .

$$V_n = S_e * H = \frac{\pi * D^2}{4} * H \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \quad (\text{IV.4})$$

avec :

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3);
- S_e : section du réservoir en (m^2) ;
- H : hauteur utile optimale d'eau (m).

IV.9.1.5. Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

on a:

$$V_{inc} = 120 \text{ m}^3 \rightarrow H_{inc} = \frac{4 * V_{inc}}{D^2 * \pi} \quad (\text{IV.5})$$

IV.9.1.6. Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$H_d = H - H_{inc} \quad (\text{IV.6})$$

IV.9.1.7. La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations circulaires, le temps est de 10 à 20 minutes. Dans notre cas, on a choisi un temps de 15 minutes pour maintenir la crépine en charge $t = 1/4 \text{ h}$.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{max,j} \times t \quad (\text{IV.7})$$

avec :

- V_{sr} : volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ;
- $Q_{max,j}$: débit maximal journalier.

IV.10. Détermination des capacités des réservoirs

Le schéma montrant l'emplacement des réservoirs est représenté dans la Figure (I.2)

IV.10.1. Dimensionnement de la Bâche de la station de pompage de Souk El Had

La station centrale de Souk el Had est située à une altitude de 50.7 m. Elle contient deux réservoirs ($R1000+300\text{m}^3$) et une station de pompage. Elle reçoit un débit $Q_{max,j} = 17971.2\text{m}^3/\text{j}$. Elle garantit l'alimentation gravitairement par piquage de 130l/s à partir du SPET au niveau de Si Moustafa et par refoulement d'un débit 78l/s à partir du champ de captage de Souk El Had. Le volume de la bâche est déterminé par la méthode analytique. Les calculs sont donnés dans le Tableau (IV.2) ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Capacité de la bêche (SP Souk El Had)

Heures	Apport (%)	Add Garaacha +Souk El Had (%)	Addu vers El Kelaa (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
0 – 1	2.75	-	-	-	-	2.75	-2.70
1 – 2	2.75	-	-	-	-	2.75	-5.50
2 – 3	2.75	-	-	-	-	2.75	-8.25
3 – 4	2.75	-	-	-	-	2.75	-11.00
4 – 5	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-10.45
5 – 6	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-9.9
6 – 7	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-9.35
7 – 8	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-8.80
8 – 9	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-8.25
9 – 10	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-7.70
10 – 11	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-7.15
11 – 12	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-6.60
12 – 13	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-6.05
13 – 14	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-5.50
14 – 15	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-4.95
15 – 16	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-4.40
16 – 17	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-3.85
17 – 18	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-3.30
18 – 19	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-2.75
19- 20	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-2.20
20 – 21	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-1.65
21 –22	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-1.10
22 – 23	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	-0.55
23 – 24	4.45	0.90	4.10	5	0.55	-	0.00
Total	100	18	82	100	-	-	-

➤ **Volume de stockage de la Bâche de la station de pompage de Souk El Had 1000+300m³**

D'après le tableau (IV.2), nous avons :

$$\begin{aligned}
 P\% &= |-11| = 11\% \\
 V_{\max} &= 11 \times 17971.2 / 100 \\
 V_{\max} &= 1976.83 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{total}} &= V_{\max} + V_{\text{inc}} \\
 V_{\text{total}} &= 1976.83 + 120 \\
 V_{\text{total}} &= \mathbf{2096.83 \text{ m}^3}
 \end{aligned}$$

La capacité de cette Bâche est de 2100 m³, alors que celle des réservoirs existants est d'une capacité de 1300 m³. Nous préconisons de projeté un réservoir de 800 m³ jumelée avec l'existants.

➤ **Détermination du diamètre (R800 m³) de El Souk El Had**

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend h = 6 m.

on a:

$$V = S * H = \frac{\pi * D^2}{4} * H \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{800 * 4}{3.14 * 6}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{D = 13.03 \text{ m}}$$

IV.10.2. Dimensionnement du réservoir El Kelaa (250 m³)

L'emplacement du réservoir de El Kelaa est à une altitude de 148 m. Il reçoit un débit $Q_{\max,j} = 14766.8 \text{ m}^3/j$, soit $Q = 170.9 \text{ l/s}$, assure l'adduction gravitaire vers la commune de Ammal avec un débit $Q_{\max,j} = 5460.91 \text{ m}^3/j$. Le débit de refoulement vers (R300 m³) de Talmat est de $Q_{\max,j} = 9305.87 \text{ m}^3/j$.

Le tableau (IV.3) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir El Kelaa (250m³).

Tableau (IV.3) : Capacité du réservoir El Kelaa (250m³)

Heure	Apport (%)	Addu vers Talmat(%)	Addu vers Ammal(%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	-	-	1.55	1.55	-	-1.55	-1.55
1 – 2	-	-	1.55	1.55	-	-1.55	-3.10
2 – 3	-	-	1.55	1.55	-	-1.55	-4.65
3 – 4	-	-	1.55	1.55	-	-1.55	-6.20
4 – 5	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-5.89
5 – 6	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-5.58
6 – 7	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-5.27
7 – 8	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-4.96
8 – 9	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-4.65
9 – 10	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-4.34
10 -11	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-4.03
11- 12	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-3.72
12-13	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-3.41
13-14	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-3.10
14-15	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-2.79
15-16	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-2.48
16-17	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-2.17
17-18	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-1.86
18-19	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-1.55
19-20	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-1.24
20-21	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-0.93
21-22	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-0.62
22-23	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	-0.31
23-24	5	3.15	1.54	4.69	0.31	-	0.00
Total	100	63	37	100	-	-	-

➤ **Volume de stockage du réservoir de El Kelaa (250 m³)**

D'après le tableau (IV.3), nous avons :

$$P\% = |-6.20| = 6.20 \%$$

$$V_{\max} = 6.20 \times 14766.8 / 100$$

$$V_{\max} = 915.54 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 915.54 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{1035.54 \text{ m}^3}$$

La capacité de ce réservoir est de 1050 m³, alors que le réservoir existant est d'une capacité de 250 m³, d'où nécessité de projeté un réservoir de 800 m³ jumelée avec l'existant.

➤ **Détermination du diamètre (R800 m³) de El Kelaa**

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m. Ici, les calculs sont effectués avec une hauteur h = 6 m.

on a:

$$V = S * H = \frac{\pi * D^2}{4} * H \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{800 * 4}{3.14 * 6}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{D = 13.03 \text{ m}}$$

➤ **Hauteur d'incendie**

On considère qu'on a un seul réservoir de 600 m³.

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 * V_{\text{inc}}}{D^2 * \pi}$$

avec:

$$D_{600} = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{Total}}}{H * \pi}} \quad \rightarrow \quad D_{600} = \sqrt{\frac{4 * 1050}{6 * \pi}} = 14.93 \text{ m}$$

$$\text{donc : } H_{\text{inc}} = \frac{4 * 120}{14.93^2 * \pi} = 0.847 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 0.685 \text{ m}}$$

IV.10.3. Dimensionnement du réservoir Talmat (300 m³)

Le réservoir de Talmat est situé à une altitude de 243 m. Il reçoit un débit $Q_{\max,j} = 9305.87 \text{ m}^3/\text{j}$, soit $Q = 107.70 \text{ l/s}$. Il garantit la distribution vers Talmat et Ait Mouhouche comptant 1803 habitants durant 24h/24h, adduction gravitaire vers le réservoir 300 m³ de Beni Amrane 24h/24h et le refoulement vers la chaîne de Beni Khelifa 20h/24h.

on a :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 1.73$$

d'où :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.249 = 2.25 \text{ et } Q_{\max,j} = 389.44 \text{ m}^3/\text{j}$$

La valeur de $K_{\max,h}$ permet de prévoir la variation de la consommation horaire tout au long de la journée, donc en se référant à l'annexe (1) on choisit la colonne qui convient.

Le dimensionnement du réservoir Talmat (300 m³) est donné dans le Tableau (IV.4) suivant :

Tableau (IV.4) : Capacité du réservoir de Talmat (300m³)

Heure	App (%)	Dist Talmat+ Ait Mouh(%)	Add Beni Amrane (%)	Add Beni Khelifa (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	-	0.025	1.84	-	1.87	-	1.87	-1.87
1 – 2	-	0.025	1.84	-	1.87	-	1.87	-3.74
2 – 3	-	0.05	1.84	-	1.9	-	1.9	-5.64
3 – 4	-	0.08	1.84	-	1.92	-	1.92	-7.56
4 – 5	5	0.14	1.84	2.59	4.57	0.43	-	-7.13
5 – 6	5	0.14	1.84	2.59	4.57	0.43	-	-6.7
6 – 7	5	0.18	1.84	2.59	4.61	0.39	-	-6.31
7 – 8	5	0.42	1.84	2.59	4.85	0.15	-	-6.16
8 – 9	5	0.36	1.84	2.59	4.79	0.21	-	-5.95
9 – 10	5	0.28	1.84	2.59	4.71	0.29	-	-5.66
10 -11	5	0.17	1.84	2.59	4.6	0.40	-	-5.26
11- 12	5	0.17	1.84	2.59	4.6	0.40	-	-4.86
12-13	5	0.14	1.84	2.59	4.57	0.43	-	-4.43
13-14	5	0.14	1.84	2.59	4.57	0.43	-	-4
14-15	5	0.19	1.83	2.58	4.60	0.40	-	-3.60
15-16	5	0.25	1.83	2.58	4.66	0.34	-	-3.26
16-17	5	0.63	1.84	2.59	5.06	-	-	-3.26
17-18	5	0.39	1.83	2.58	4.80	0.2	-	-3.06
18-19	5	0.30	1.83	2.58	4.71	0.29	-	-2.77
19-20	5	0.066	1.83	2.58	4.47	0.53	-	-2.24
20-21	5	0.066	1.83	2.58	4.45	0.55	-	-1.69
21-22	5	0.041	1.83	2.58	4.45	0.55	-	-1.14
22-23	5	0.025	1.83	2.58	4.43	0.57	-	-0.57
23-24	5	0.025	1.83	2.58	4.43	0.57	-	0.00
Total	100	4.04	44.16	51.8	100	-	-	-

➤ **Volume de stockage du réservoir de Talmat (300 m³)**

D'après le tableau (IV.4), nous obtenons :

$$P\% = |-7.56| = 7.56 \%$$

$$V_{\max} = 7.56 \times 9305.87 / 100$$

$$V_{\max} = 703.52 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 703.52 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{823.52 \text{ m}^3}$$

La capacité du réservoir est de 850 m³, alors que celle du réservoir existant est de 300 m³. Nous préconisons un second réservoir de 550 m³ jumelé avec l'existant.

➤ **Détermination du diamètre (R550) de Talmat**

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, Le dimensionnement est réalisé en se basant sur une hauteur de 6 m.

on a:

$$V = S * H = \frac{\pi * D^2}{4} * H \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{550 * 4}{3.14 * 6}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{D = 10.80 \text{ m}}$$

➤ **Hauteur d'incendie**

On considère qu'on a un seul réservoir de 600 m³.

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 * V_{\text{inc}}}{D^2 * \pi}$$

avec:

$$D_{600} = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{Total}}}{H * \pi}} \quad \rightarrow \quad D_{600} = \sqrt{\frac{4 * 850}{6 * \pi}} = 13.43 \text{ m}$$

$$\text{donc : } H_{\text{inc}} = \frac{4 * 120}{13.43^2 * \pi} = 0.847 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 0.847 \text{ m}}$$

IV.10.4. Dimensionnement du réservoir de Beni Amrane (300 m³)

Le réservoir de Beni Amrane se situe à une altitude de 207 m, il reçoit un débit $Q_{\max,j} = 4099.204 \text{ m}^3/\text{j}$, soit $Q = 47.44 \text{ l/s}$. Il assure la distribution de l'agglomération chef-lieu de Beni Amrane (zone d'étude). Le coefficient $K_{\max,h}$ est de l'ordre de 1.595, pour les calculs, nous considérons un coefficient $K_{\max,h} = 1.6$ (Annexe (01)). Le dimensionnement de réservoir Beni Amran (300 m³) est donné dans le Tableau (IV.5) ci-dessous :

Tableau (IV.5) : Capacité du réservoir Beni Amrane (300m³)

Heures	Distr (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
0 – 1	1.00	4.16	3.16		3.16
1 – 2	1.00	4.16	3.16		6.32
2 – 3	1.00	4.16	3.16		9.48
3 – 4	1.00	4.16	3.16		12.64
4 – 5	2.00	4.16	2.16		14.80
5 – 6	3.00	4.16	1.16		15.96
6 – 7	5.00	4.16		0.84	15.12
7 – 8	6.50	4.16		2.34	12.78
8 – 9	6.50	4.17		2.33	10.45
9 – 10	5.50	4.17		1.33	9.12
10 – 11	4.50	4.17		0.33	8.79
11 – 12	5.50	4.17		1.33	7.46
12 – 13	7.00	4.17		2.83	4.63
13 – 14	7.00	4.17		2.83	1.80
14 – 15	5.50	4.17		1.33	0.47
15 – 16	4.50	4.17		0.33	0.14
16 – 17	5.00	4.17		0.83	-0.69
17 – 18	6.50	4.17		2.33	-3.02
18 – 19	6.50	4.17		2.33	-5.35
19 – 20	5.00	4.17		0.83	-6.18
20 – 21	4.50	4.17		0.33	-6.51
21 – 22	3.00	4.17	1.17		-5.34
22 - 23	2.00	4.17	2.17		-3.17
23 - 24	1.00	4.17	3.17		0.00
Total	100	100	-	-	-

➤ **Volume de stockage du réservoir de Beni Amrane (300 m³)**

D'après le tableau (IV.5), nous avons :

$$P\% = |15.96| + |-6.51| = 22.47 \%$$

$$V_{\max} = 22.47 \times 4099.204 / 100$$

$$V_{\max} = 921.09 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 921.09 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{1041.09 \text{ m}^3}$$

La capacité de ce réservoir est de 1050 m³, tandis que celle du réservoir existant est de 300 m³. En conclusion, nous proposons de projeter un réservoir de 750 m³ jumelé avec l'existant.

➤ **Détermination du diamètre (R300) de Beni Amrane**

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, Dans le cadre de cette étude, nous considérons une altitude h = 6 m.

on a:

$$V = S * H = \frac{\pi * D^2}{4} * H \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{750 * 4}{3.14 * 6}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{D = 12.62m}$$

➤ **La hauteur d'incendie**

On considère qu'on a un seul réservoir de 1050 m³

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 * V_{\text{inc}}}{D^2 * \pi}$$

avec:

$$D_{600} = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{Total}}}{H * \pi}} \quad \rightarrow \quad D_{600} = \sqrt{\frac{4 * 1050}{6 * \pi}} = 14.93m$$

$$\text{donc : } H_{\text{inc}} = \frac{4 * 120}{14.93^2 * \pi} = 0.69m \quad \rightarrow \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 0.69m}$$

IV.11. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le dimensionnement des ouvrages de stockage garantissant l'alimentation continue en eau potable du centre-ville de Beni Amrane. A l'issue des résultats obtenus, nous avons proposé des réservoirs supplémentaires. Ceux-ci seront jumelés aux réservoirs existants. Les réservoirs proposés sont :

Un réservoir de 750 m³, à côté de (R300 m³) Beni Amrane ;

Un réservoir de 550 m³, à côté de (R300 m³) Talmat ;

Un réservoir de 800 m³, à côté de (R250 m³) El Kelaa ;

Un réservoir de 800 m³, à côté de (R1000+300 m³) Souk El Had.

Dans le chapitre qui suit, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adductions distribuant l'eau entre les réservoirs.



Chapitre V

Adduction

V.1. Introduction

L'adduction est définie comme étant l'amenée de l'eau du point de captage aux réservoirs de stockage ou de distribution. Il existe trois types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située à une altitude supérieure au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé et commandé par l'aval de manière continue.
- **Adduction par refoulement** : L'adduction est dite par refoulement lorsque la distribution de l'eau est assurée par une pompe. Le débit transité est alors discontinu, variable et dépend de la puissance de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.
- **Adduction mixte** : C'est une adduction où, à un moment donné, la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire, ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

V.2. Choix du tracé

Pour faire le choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des considérations d'ordre technique et économique doivent être prises en compte [7]. Ceci exige le respect de certaines règles, notamment :

- Choisir le tracé le plus court et le plus régulier, pour réduire le coût de réalisation ;
- Chercher un profil en long régulier (pentes) et éviter les contres pentes ;
- Éviter les forêts et les zones marécageuses ;
- Rechercher la possibilité d'alimenter l'agglomération par gravité ;
- Éviter la traversée des obstacles, tel que les routes et voies ferrées, car cela nécessite la construction d'ouvrages spéciaux ;
- Faciliter l'accès pour l'entretien et éventuelles réparations.

V.3. Choix du type de matériau

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec les récentes technologies dans le domaine [8]. De ce fait, à l'heure actuelle, nous disposons de différents types des conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier,
- Conduite en fonte ductile,
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle),
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cadre de ce projet, nous avons opté pour des conduites en fonte ductile et en PEHD en raison de leurs avantages :

V.3.1. Conduites en PEHD

Avantages

- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie approuvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans, à une température de 20°C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique, et à l'entartrage.

Inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont joints dans l'Annexe 02.

V.3.2. Conduites en Fonte ductile

Avantages

- Résiste aux pressions élevées ;
- Supporte des pressions de service, atteignant 50 bar pour les tuyaux qui ne dépassent pas 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur ;
- Présente des longueurs courantes :
 - 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm).
 - 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide ;
- Bonne résistance aux forces intérieures.

Inconvénients

- Très robuste ;
- Sensible au déboîtement ;
- Fragiles ;
- Lourdes et très chères.

Les diamètres normalisés des conduites en fonte ductile avec des pressions de service PN40 sont donnés dans l'Annexe 03.

V.4. Profil le long d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à l'aide d'un relevé de terrain.

V.5. Description du Schéma d'adduction

L'eau qui arrive à la station centrale de Souk El Had (53.7m) qui est d'une capacité de 2100 m³, se fait à partir de deux conduites d'adduction, la première conduite achemine gravitairement par piquage de la conduite de transfert du barrage de Taksebt au niveau de Si Moustapha (133 m) un débit de 130 l/s. Quant à la deuxième, elle refoule depuis le champ de captage de Souk El Had un débit de 78 l/s.

Cette eau est refoulée vers la station de pompage d'El Kalaa (148 m) qui est d'une capacité de 1050 m³. Cette dernière reprend le refoulement d'eau vers le réservoir de Talmat (243 m) d'une capacité de 850 m³.

A partir du réservoir de Talmat l'eau est transférée gravitairement vers le réservoir de Beni Amrane (207 m) d'une capacité de 1100 m³.

V.6. Etude technico-économique des conduites

Dans le cas où nous adoptons un large diamètre, le coût de la canalisation sera élevé et les pertes de charge diminuent. Ceci permet d'économiser le prix de la pompe à utiliser mais aussi le prix de l'énergie nécessaire au pompage. Par contre, si nous adoptons un petit diamètre, les pertes de charges diminueront. Ceci peut engendrer plus de dépense sur l'énergie de pompage. D'où l'intérêt de choisir un diamètre appelé «diamètre économique» qui résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation. Cependant, la vitesse d'écoulement doit rester comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des diamètres des conduites sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

V.6.1. Calcul du diamètre économique

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette des vitesses qui est comprise entre **0.5 et 1.5 m/s**.

- En ce qui concerne les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS comme suit [3]:

- Formule de **BONNIN** :

$$D_{n1} = \sqrt{Q} \quad (V.1)$$

- Formule de **BRESS** :

$$D_{n2} = 1,5 \sqrt{Q} \quad (V.2)$$

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

- Pour les conduites gravitaires, le diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement entre V_{\min} et V_{\max} telle que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\max}}} \quad (V.3)$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\min}}} \quad (V.4)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en (m)

Q : Débit véhiculé en (m³/s)

V : La vitesse d'écoulement (m/s)

V.6.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q*4}{D^2*\pi} \quad (V.5)$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

Q : Débit véhiculé par la conduite en (m³/s)

D : Diamètre de la conduite en (m)

V.6.3. Calcul des pertes de charge

Il existe deux types des pertes de charges :

- **Pertes de charge linéaires** : elles correspondent aux frottements de l'eau avec les parois de la tuyauterie. Elles peuvent être calculées ou tirées à partir des abaques. Elles sont exprimées en (m/m) et changent avec le débit qui transite dans l'adduction.
- **Pertes de charge singulières** : elles sont dues à la présence d'un obstacle particulier, (coude, vanne,...etc). Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m/m).

A. Les pertes de charge linéaires (H_L)

Elles sont déterminées par la formule de DARCY –WEISBACH :

$$H_L = J \times L \quad (V.6)$$

D'où :

$$J = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (V.7)$$

Avec :

H_L : Perte de charge linéaire (m/m)

J : Perte de charge unitaire (m/ml)

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

L : Longueur de la conduite (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

λ : Coefficient de Darcy, calculé par la formule de COLEBROOK.

🔧 Calcul du coefficient des pertes de charge (λ)

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules ci-dessous, et pour plus de commodité, λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (voir Annexe 04).

- Régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (V.8)$$

- Régime transitoire

Formule de COOLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{ Log } \left[\frac{K}{3.14 \cdot D} + \frac{2.5}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (V.9)$$

avec :

D : Diamètre du tuyau en m.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- Pour les tubes en PEHD :

$$K = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm}$$

- Pour la fonte ductile : K = 0.15 mm

Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (V.10)$$

où : ν , la viscosité cinématique de l'eau, qui est obtenues à l'aide de la formule de **STOCKS**.

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 * t + 0.00022 * t^2} \quad (V.11)$$

avec :

T : Température de l'eau en degré, (à T = 20°C : $\nu = 0.01$ stocks = 10^{-6} m²/s).

B. Pertes de charge singulières (H_S)

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_S = 0.1 \times H_L \quad (V.12)$$

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$H_S = 0.15 \times H_L \quad (V.13)$$

C. Pertes de charge totales (H_t)

Elles représentent la somme des pertes charge linéaires et singulières pour chaque conduite. Elles sont calculées comme suit :

$$H_t = H_S + H_L \quad (V.14)$$

avec:

Pour le PEHD :

$$H_t = 1.10 \times H_L \quad (V.15)$$

Pour la fonte ductile :

$$H_t = 1.15 \times H_L \quad (V.16)$$

V.6.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (V.17)$$

Avec :

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m)

H_g : hauteur géométrique (m)

H_t : pertes de charge totale (m)

V.6.5. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad (V.18)$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée par la pompe en (KW)
- η : rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%)
- Hmt : hauteur manométrique totale (m)
- Q : débit refoulé en (m³/s)

V.6.6. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a \times T_p \times 365 \quad (V.19)$$

Avec:

- E : energie consommée par la pompe (KWh)
- T_p : nombre d'heures de pompage (20h)
- P_a : puissance absorbée par la pompe (KW)

V.6.7. Frais d'exploitation

Ils s'obtiennent par la relation :

$$F_{exp} = E \times P_e \quad (V.20)$$

Avec:

- F_{exp} : frais d'exploitation (DA).
- E : energie consommée par la pompe (KWh)
- P_e : prix unitaire du (KWh) fixé à (4.75DA)

V.6.8. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{amo} = P_u \times L \times A \quad (V.21)$$

Avec :

- F_{amo} : frais d'amortissement (DA)
- P_u : prix unitaire de la conduite (DA/ml)
- A : amortissement annuel

où:

$$A = \left[\frac{i}{(1+i)^n} \right] + i \quad (V.22)$$

Avec :

- A : amortissement annuel (Annuité)
- i : taux d'annuité (i = 8 %)
- n : nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30 ans)

V.6.9. Calcul du bilan

Le bilan sera donné comme suite:

$$B_L = F_{exp} + F_{amo} \quad (V.23)$$

Avec :

- B_L : bilan (DA)
- F_{exp} : frais d'exploitation (DA)
- F_{amo} : frais d'amortissement (DA)

V.8. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

Le schéma d'adduction projetée est présenté dans la Figure (V.1).

V.8.1. Dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire de Si Moustapha (point de piquage) vers la station centrale de Souk El Had

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : $Q = 0,130 \text{ m}^3/\text{s}$

Longueur : $L = 2286 \text{ m}$

Cote du trop-plein : $CTP = 53,7 \text{ m}$ (arrivée)

Cote du point de piquage : $C_{pp} = 133 \text{ m}$ (départ)

La pression au point de piquage : $P_p = 15 \text{ m}$

La hauteur disponible H_d : $H_d = C_{pp} - CTP + P_p$

$$H_d = 133 - 53,7 + 15 = 94,3 \text{ m}$$

➤ **Calcul des diamètres**

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = 0,332 \text{ m}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = 0,575 \text{ m}$$

avec :

$$V_{\min} = 0,5 \text{ (m/s)}$$

$$V_{\max} = 1,5 \text{ (m/s)}$$

Les diamètres extérieurs normalisés pour la **Fonte ductile** sont : 350, 400, 450, 500 et 600 mm

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.1) ci-dessous :

Tableau (V.1) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t du tronçon Si Moustapha – Souk El Had

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_t (m)	H_d (m)
0.350	0.336	1.4668	492872.30	2286	0.0173	17.867	94.3
0.400	0.3844	1.1207	430814.50	2286	0.0170	7.482	94.3
0.450	0.4344	0.8775	381227.20	2286	0.0169	4.022	94.3
0.500	0.4844	0.7057	341876.74	2286	0.0168	2.1394	94.3
0.600	0.5844	0.4849	283376.20	2286	0.0167	0.9038	94.3

Dans ce qui suit, nous considérons un diamètre extérieur de **400 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 7,482 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_d = 94,3 \text{ m}$ et avec une vitesse acceptable de **1,1207 m/s**.

✚ Sachant que $J_v = H_d - \Delta h_t$

avec :

Δh_t : Pertes de charge totales ;

J_v : Pertes de charge créées par la vanne.

- Pour que l'eau arrive à la bêche, il faut que : $\Delta h_t \leq H_d \rightarrow H_d - \Delta h_t \geq 0 \rightarrow J_v \geq 0$
- Le cas le plus favorable est lorsque $\Delta h_t = H_d \rightarrow J_v = 0$: qui veut dire que les pertes de charge dans les conduites sont égales à la hauteur disponible produite par la hauteur géométrique.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 0,4 m, on nous proposons d'utiliser une vanne à papillon.

➤ *Calcul les pertes de charge qu'engendre la vanne*

$$J_v = H_d - \Delta h_t$$

$$J_v = 94.3 - 7.482 = \mathbf{86.818 \text{ m}}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge :

$$J_v = \varepsilon \times \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{V.24})$$

où :

$$\varepsilon = J_v \times \frac{2 \cdot g}{V^2}$$

$$\varepsilon = \mathbf{86,818 \times \frac{2 \times 9,8 \text{ 1}}{1,1207^2} = 1356,21}$$

L'évolution du coefficient de pertes de charge ε d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture est présentée dans le tableau (V.2) et la figure (V.2) ci-après [9] :

Tableau (V.2) : Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison (Θ°)	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ε	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400

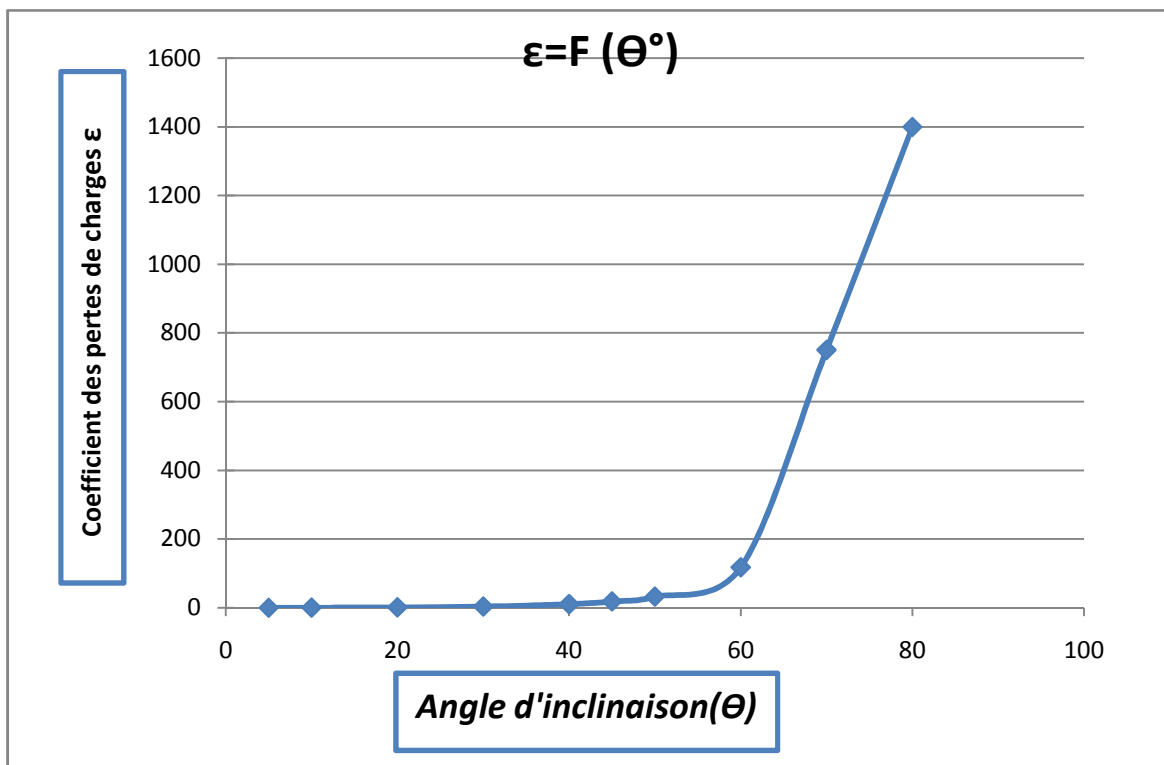


Figure (V.2) : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

La figure (V.2) nous indique que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 79.32^\circ$

V.8.2. Dimensionnement de la Conduite d'adduction par refoulement de la station centrale de Souk El Had vers le réservoir (R250 + 800 m³) El Kelaa

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : $Q = 0.1709 \text{ m}^3/\text{s}$

Longueur : $L = 6250 \text{ m}$

Cote du radier station de pompage de Souk El Had : $CSP = 50.7 \text{ m}$ (départ)

Cote du trop-plein (R El Kelaa) : $CTP = 148 \text{ m}$ (arrivée)

La hauteur disponible H_g : $H_g = CTP - CSP$

$$H_g = 148 - 50.7 = 97.3 \text{ m}$$

➤ **Calcul du diamètre**

DBONNIN = 0.413 m

DBRESS = 0.620 m

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile sont : 450, 500, 600 et 700mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (V.3).

Tableau (V.3) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP Souk El Had – R El Kelaa)

D_{ext}(m)	Q(m³/s)	V(m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_f(m)	H_g(m)	Hmt(m)
0.450	0.1709	1.1473	499786.52	6250	0.0166	18.3837	97.3	115.68
0.500	0.1709	0.9278	449436.43	6250	0.01646	10.7213	97.3	108.02
0.600	0.1709	0.6374	372530.81	6250	0.01632	4.1571	97.3	101.45
0.700	0.1709	0.4647	318099.07	6250	0.01628	1.8835	97.3	99.18

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.4) ci-dessous :

Tableau (V.4) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP Souk El Had-R El Kelaa)

D_{ext} (m)	D_{int}(m)	Q (m³/s)	P (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA/KWh)
0.450	0.4365	0.1709	258.58	1887634	8966261.5
0.500	0.4844	0.1709	241.46	1762658	8372625.5
0.600	0.5841	0.1709	226.77	1655421	7863249.7
0.700	0.6848	0.1709	221.70	1618410	7687447.5

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.5) ci-dessous :

Tableau (V.5) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP Souk El Had-R El Kelaa)

D_{ext} (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	F_{amo} (DA)
0.450	15300	6250	0.090	8 606250
0.500	19600	6250	0.090	11 025000
0.600	20300	6250	0.090	11 418750
0.700	24000	6250	0.090	13 500000

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.6) ci-dessous :

Tableau (V.6) : Calcul du bilan du tronçon (SP Souk El Had-R El Kelaa)

D_{ext} (m)	V (m/s)	Hmt (m)	F_{exp} (DA/KWh)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
0.450	1.1473	115.68	8966261.5	8 606250	17 572511.5
0.500	0.9278	108.02	8372625.5	11 025000	19 397625.5
0.600	0.6374	101.45	7863249.7	11 418750	19 281999.7
0.700	0.4647	99.18	7687447.5	13 500000	21 187447.5

A la lumière des résultats obtenus, le diamètre le plus économique est **D = 0.450 m** avec une vitesse acceptable **V= 1.1473 m/s**.

V.8.3. Dimensionnement de la Conduite d'adduction par refoulement de la station de pompage (El Kelaa) vers le réservoir (R300+550m³) Talmat

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : $Q = 0.1077 \text{ m}^3/\text{s}$

Longueur : $L = 1086 \text{ m}$

Cote du radier station de pompage de El Kelaa : $\text{CSP} = 145 \text{ m}$ (départ)

Cote du trop-plein (R El Kelaa) : $\text{CTP} = 243 \text{ m}$ (arrivée)

La hauteur disponible H_g : $H_g = \text{CTP} - \text{CSP}$

$$H_g = 243 - 145 = 98\text{m}$$

➤ **Calcul du diamètre**

DBONNIN = 0.328 m

DBRESS = 0.492 m

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile sont : 350, 400, 450 et 500mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.7) ci-après :

Tableau (V.7) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP El Kelaa-R Talmat)

D_{ext}(m)	Q(m³/s)	V(m/s)	R_e	L (m)	λ	Δh_t(m)	H_g(m)	Hmt(m)
0.350	0.1077	1.2152	408327.75	1086	0.1751	4.985	98	102.98
0.400	0.1077	0.9284	356913.25	1086	0.01731	2.472	98	100.47
0.450	0.1077	0.7270	315832.07	1086	0.01719	1.331	98	99.33
0.500	0.1077	0.5845	283231.73	1086	0.01712	0.769	98	98.76

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau (V.8) ci-dessous :

Tableau (V.8) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP El Kelaa-R Talmat)

D_{ext} (m)	D_{int}(m)	Q (m³/s)	P (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA/KWh)
0.350	0.336	0.1077	145.06	1058938	5029955.5
0.400	0.384	0.1077	141.53	1033169	4907552.7
0.450	0.434	0.1077	139.92	1021416	4851726
0.500	0.484	0.1077	139.12	1015576	4823986

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.9) ci-dessous :

Tableau (V.9) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP El Kelaa-R Talmat)

D_{ext} (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	F_{amo} (DA)
0.350	8750	1086	0.090	855225
0.400	11000	1086	0.090	1075140
0.450	15300	1086	0.090	1495422
0.500	19600	1086	0.090	1915704

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.10) ci-après :

Tableau (V.10) : Calcul du bilan du tronçon (SP El Kelaa-R Talmat)

D_{ext} (m)	V (m/s)	Hmt (m)	F_{exp} (DA/KWh)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
0.350	1.2152	102.98	5029955.5	855225	5885180.5
0.400	0.9284	100.47	4907552.7	1075140	5982692.7
0.450	0.7270	99.33	4851726	1495422	6347148
0.500	0.5845	98.76	4823986	1915704	6739690

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 0.350 m** avec une vitesse acceptable **V = 1.2152 m/s**.

V.8.4. Dimensionnement de la Conduite d'adduction gravitaire de réservoir de Talmat (R300+550m³) vers le réservoir de Beni Amrane (R300+800m³)

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : $Q = 0.04744 \text{ m}^3/\text{s}$

Longueur : $L = 1930 \text{ m}$

Cote du trop-plein : $CTP = 207\text{m}$ (arrivée)

Cote du terrain naturel : $CTN = 239\text{m}$ (départ)

La hauteur géométrique H_g : $H_g = CTN - CTP$

$$H_g = 239 - 207 = 32\text{m}$$

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = 0,200\text{m}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = 0,347\text{m}$$

Avec :

$$V_{\min} = 0.5 \text{ (m/s)}$$

$$V_{\max} = 1.5 \text{ (m/s)}$$

Les diamètres extérieurs normalisés pour Le **PEHD(PN06)** sont : 250, 315 et 400 mm

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (V.11) ci-dessous :

Tableau (V.11) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t du tronçon (R Talmat –R Beni Amrane)

D_{ext} (m)	D_{int}(m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_t (m)	H_g (m)
0.250	0.2318	1.1247	260712.34	1930	0.0156	9.2319	32
0.315	0.2922	0.7078	206821.08	1930	0.0160	2.9839	32
0.400	0.3710	0.4390	162892.50	1930	0.0166	0.9369	32

Nous considérons ici un diamètre extérieur de **250 mm** avec une perte de charge **$\Delta h_t = 9.2319$ m** qui est inférieure à **H_g = 32 m** et avec une vitesse acceptable de **1.1247 m/s**.

➤ **Calcul les pertes de charge créés par la vanne**

$$J_v = H_g - \Delta h_t$$

$$J_v = 32 - 9.2319 = \mathbf{22.7681m}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge :

$$\varepsilon = \mathbf{22.7681} \times \frac{2 \times 9.81}{1.2440^2} = \mathbf{288.65}$$

Les résultats obtenus indiquent que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de **$\Theta = 61.75^\circ$** (voir tableau (V.2) et figure (V.2))

Le récapitulatif des diamètres économiques obtenus sont regroupés dans le tableau (V.12).

Tableau (V.12) : Le récapitulatif des diamètres économiques

Tronçons	Débit (l/s)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Hmt (m)	Diamètre (mm)
Si Moustapha- SP Souk El Had	130	2286	1.1207	101.78	400
SP Souk El Had-R El Kelaa	170.9	6250	1.1473	115.68	450
SP Kelaa-R Talmat	107.7	1086	1.2152	102.98	350
R Talmat-R Beni Amrane	47.44	1930	1.1247	41.23	250

V.9. Conclusion

Dans le présent chapitre, nous avons adopté des nouvelles canalisations avec des nouveaux diamètres pour transporter les quantités d'eau nécessaire et mettre fin aux fuites. Nous avons également proposé de remplacer :

- l'acier, Amiante Ciment et la Fonte par une conduite en fonte ductile d'un diamètre **450mm** sur une linaire de **6250ml** du tronçon de refoulement Souk El Had vers El Kelaa;
- La Fonte par Fonte ductile d'un diamètre de **350mm** sur une linaire de **1086ml** du tronçon de refoulement de EL Kelaa vers Talmat;
- L'amiante ciment et le PVC par une conduite en **PEHD(PN06)** de diamètre **250mm** sur une linaire de **1930ml** du tronçon gravitaire de Talmat vers Beni Amrane.

Afin de déterminer le diamètre économique, nous avons procédé aux calculs de plusieurs paramètres, à l'instar de : la vitesse d'écoulement, les pertes de charges, l'énergie consommée et les frais d'exploitation.

Le chapitre suivant sera consacré au choix de type de pompe à utiliser dans chaque station de pompage.



Chapitre VI
Pompes et
stations de
pompage

VI.1. Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques qui fournissent de l'énergie au fluide. Donc elles servent à aspirer des liquides d'une région à basse pression pour les refouler à partir d'une conduite à une autre région à haute pression. On entend par ça, que la pompe fait la transformation de l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique. L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend de nombreux facteurs, à savoir :

- Les propriétés du fluide : masse volumique, viscosité et compressibilité ;
- Les caractéristiques de l'installation : longueur, diamètre, rugosité, singularités,...etc ;
- Les caractéristiques de l'écoulement : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression,...etc.

VI.2. Classification des pompes

Les pompes sont divisées en deux catégories principales [8] :

- Pompes volumétriques ;
- Les turbo-pompes.

VI.2.1. Pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'aviations ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

VI.2.2. Turbo-pompes

Les turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue :

- Pompe axiale à hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge ;
- Pompe centrifuge.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ✚ Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges semi axiale.
- ✚ Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire.
- ✚ Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire ;
 - Multicellulaire.
- ✚ Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

VI.3. Choix des pompes

Le choix du type des pompes à installer portera sur les critères suivants [3] :

- Assurer le débit de refoulement ;
- La hauteur d'élévation à atteindre ;
- Assurer un rendement élevé ;
- Une vitesse de rotation importante ;
- Le point d'aspiration.

VI.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

VI.4.1. Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [3] :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (VI.1)$$

avec :

- H_{mt} : hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : pertes de charge au refoulement en (m) .

VI.4.2. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

VI.4.3. La puissance

On distingue deux types de puissance :

VI.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (VI.2)$$

avec :

- P_a : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- η : rendement de la pompe en %.

VI.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} \times Q \quad (VI.3)$$

VI.4.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (VI.4)$$

VI.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, on distingue trois types (Figure (VI.1)) [3] :

- **La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$** : C'est la variation des hauteurs en fonction du débit;
- **La courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$** : C'est la variation de la puissance absorbée par la machine (pompe) en fonction du débit ;
- **La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$** : Elle représente la valeur du rendement en fonction du débit.

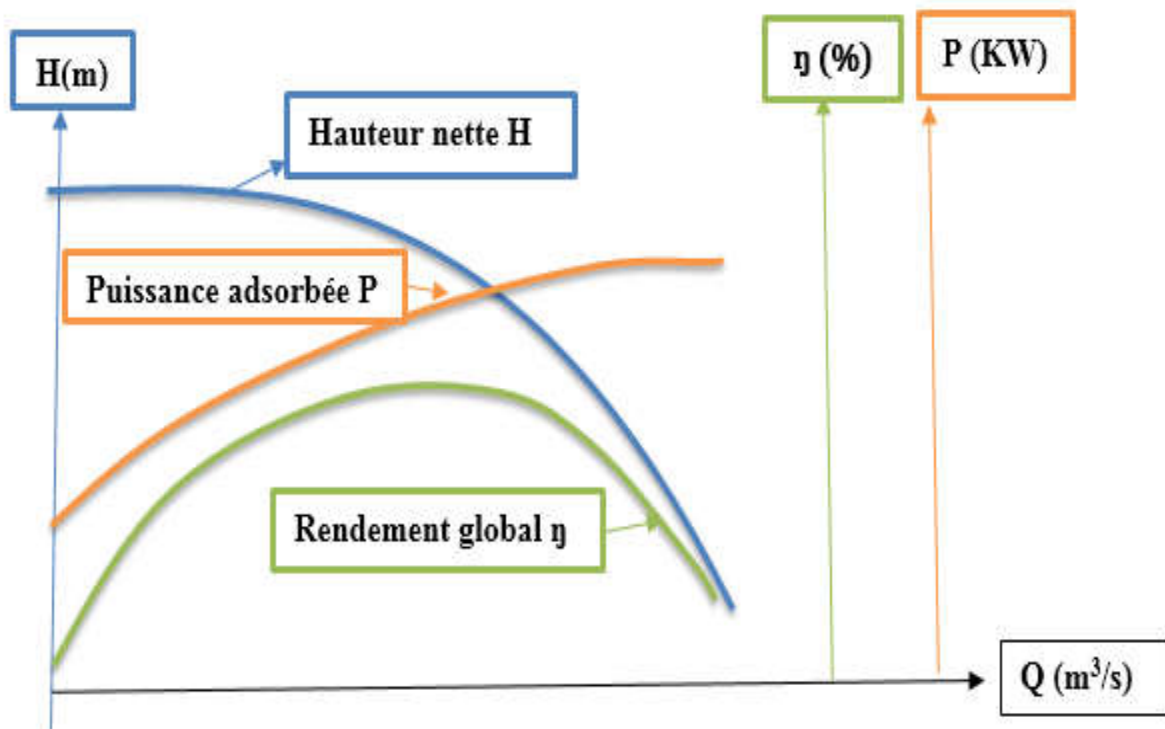


Figure (VI.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe

VI.6. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$. Comme elle le représente la figure (VI.2) ci-après [3] :

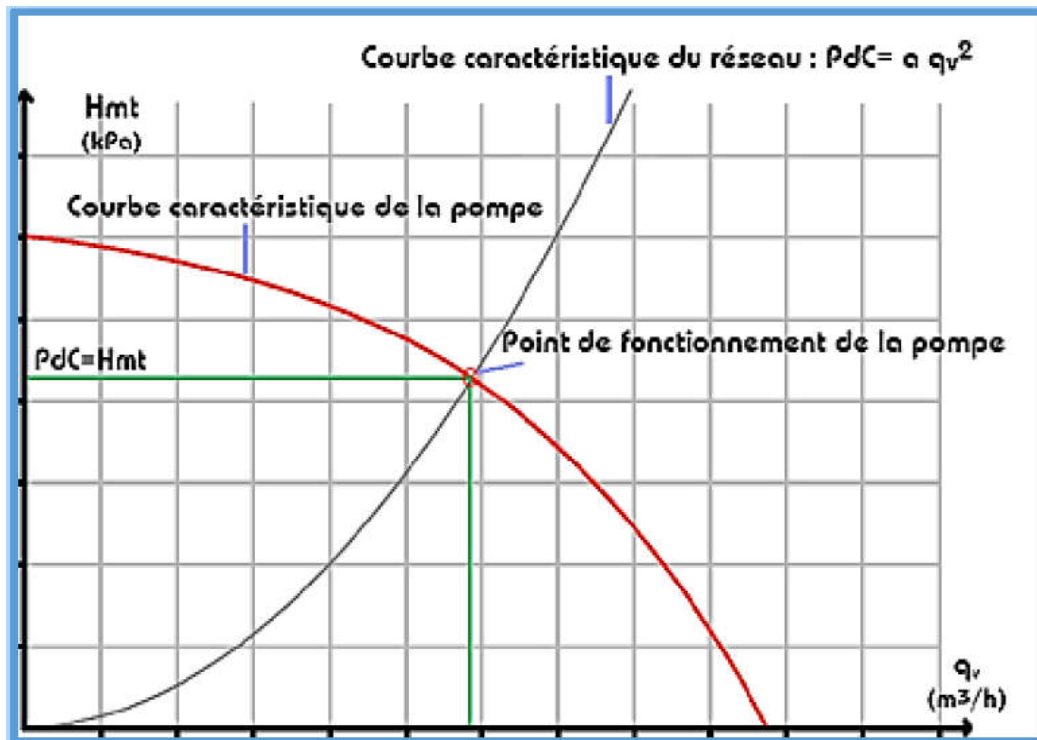


Figure (IV.2) : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

VI.6.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe

✚ Caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ est [8] :

$$H_c = H_g \times R \times Q^2 \quad (VI.5)$$

avec :

- H_c : hauteur manométrique totale en m ;
- H_g : hauteur géométrique en m ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;
- $R \times Q^2$: valeur de la perte de charge au point désiré.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, de coordonnées H et Q , déterminé, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement :

✚ Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = 20 \times Q_1 \quad (m^3) \quad (VI.6)$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage (T_2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q_2) donné par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 Q_1 = T_2 Q_2 \quad (\text{VI.7})$$

Donc le nouveau temps de pompage (T_2) est donné par :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{VI.8})$$

✚ *Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)*

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré [8].

Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{\rho g Q_1 H'}{\eta} [\text{KW}] \quad (\text{VI.8})$$

avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{VI.9})$$

où :

- h : perte de charge engendrée par vannage en (m),
- H' : distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le Même point avec la caractéristique de la pompe,
- η : rendement de la pompe.

✚ *Troisième variante : (Rognage de la roue)*

La méthode consiste à changer le diamètre de la roue en gardant la même vitesse de rotation, afin de ramener le point de fonctionnement obtenue au point voulu, et cela ,en traçant une droite passant par l'origine et par le point (Q_1, H_1) de la conduite réseau, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. Cette modification sera suivant les lois ci-après :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H_1}{H_2} \quad (\text{VI.10})$$

avec :

- Q_1 : débit au point de fonctionnement désiré ;
- H_1 : hauteur au point de fonctionnement désiré ;
- Q_2 : débit au point homologue du point désiré ;
- H_2 : hauteur au point homologue du point désiré.
- m : coefficient de rognage.

où :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_2}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} \quad (\text{VI.11})$$

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m (\%) \quad (\text{VI.12})$$

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

Quatrième variante : (Variation de la vitesse)

La méthode c'est d'agir sur la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de cette dernière, entrainera la diminution du débit, ce qui engendrera la diminution de la puissance fournie à la pompe, on cherche alors la vitesse N', donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P₁ (Q₁, H₁) et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P₃ (Q₃, H₃).

Dans cette méthode, la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{VI.13})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :



$$P_a = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} \quad (\text{VI.14})$$

avec :

- N : vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- N' : nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;
- H : rendement (%) ;
- P_a : puissance absorbée par la pompe ;
- Q₁ : débit au point de fonctionnement désiré ;
- Q₃ : débit au point homologue de P₁.

VI.7. Le couplage des pompes

Le couplage des pompes, doit s'effectuer de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplages [10] :

-  Le couplage en série ;
-  Le couplage en parallèle.

VI.7.1. Le couplage en série

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes pour un même débit qui les traversent.

VI.7.2. Le couplage en parallèle

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes avec une même hauteur d'élévation.

VI.8. Etude du phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé. Ce phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de tension de vapeur d'eau est atteinte. Des impulsions se produisent alors à des fréquences très élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars) [4].

- La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences :
- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ; Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe ;
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la Hmt, du débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée [4] :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r \quad (\text{VI.15})$$

- NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible ;
- NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise.

- Pour l'alimentation en charge

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{VI.16})$$

- Pour l'alimentation en depression

$$(\text{NPSH})_r = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{VI.17})$$

avec:

- H_a : hauteur d'aspiration en (m),
- J_a : perte de charge à l'aspiration en (m),
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m),
- h_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T° (c)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
H _v (m)	0.06	0.083	0.0125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

VI.8.1. La puissance du moteur

Elle est donnée par :

$$P_m = 1.1 \times P_a \quad (\text{VI.18})$$

avec :

- P_m : puissance moteur (KW) ;
- P_a : puissance absorbée de la pompe (KW).

VI.8.2. La puissance du poste transformateur

Elle est donnée par :

$$P_{\text{trans}} = \frac{P_m}{\cos(\phi)} \quad (\text{VI.19})$$

avec :

- P_{trans} : puissance du poste transformateur (KW);
- P_m : puissance moteur (KW) ;
- $\cos(\varphi)$: facteur de puissance pris [0,80 ; 0,85].

Dans notre cas on prend ; $\cos(\varphi) = 0,82$

VI.9. Choix des pompes du projet

Les différentes pompes choisies pour notre présent projet sont :

VI.9.1. La station de pompage de Souk El Had

➤ *Caractéristique de la conduite*

- Débit véhiculé : $Q = 170.9 \text{ l/s} = 115.68 \text{ m}^3/\text{h}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 97.3 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 18.3837 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique total : $H_{mt} = 115.68 \text{ m}$.

➤ *Caractéristique de la pompe*

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour trois pompes Centrifuge multicellulaires à axe horizontal, du type **(PM 150/ 6 D)**. Elles ont les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement de deux pompes et la troisième sera une pompe de secours. Le débit de chaque pompe est **86 l/s**, dont ces caractéristiques sont :

- Vitesse de rotation : $N = 1490 \text{ tr/min}$;
- Le rendement : $\eta = 75 \%$;
- La puissance absorbée : $P_a = 266 \text{ KW}$;
- NPSH (requis) = 3,44 m ;
- Le point de fonctionnement (172 l/s, 116 m) ;
- Le point désiré (170.9 l/s, 115.68m).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (VI.3) suivante : (les détails sont donnés dans l'annexe (5))

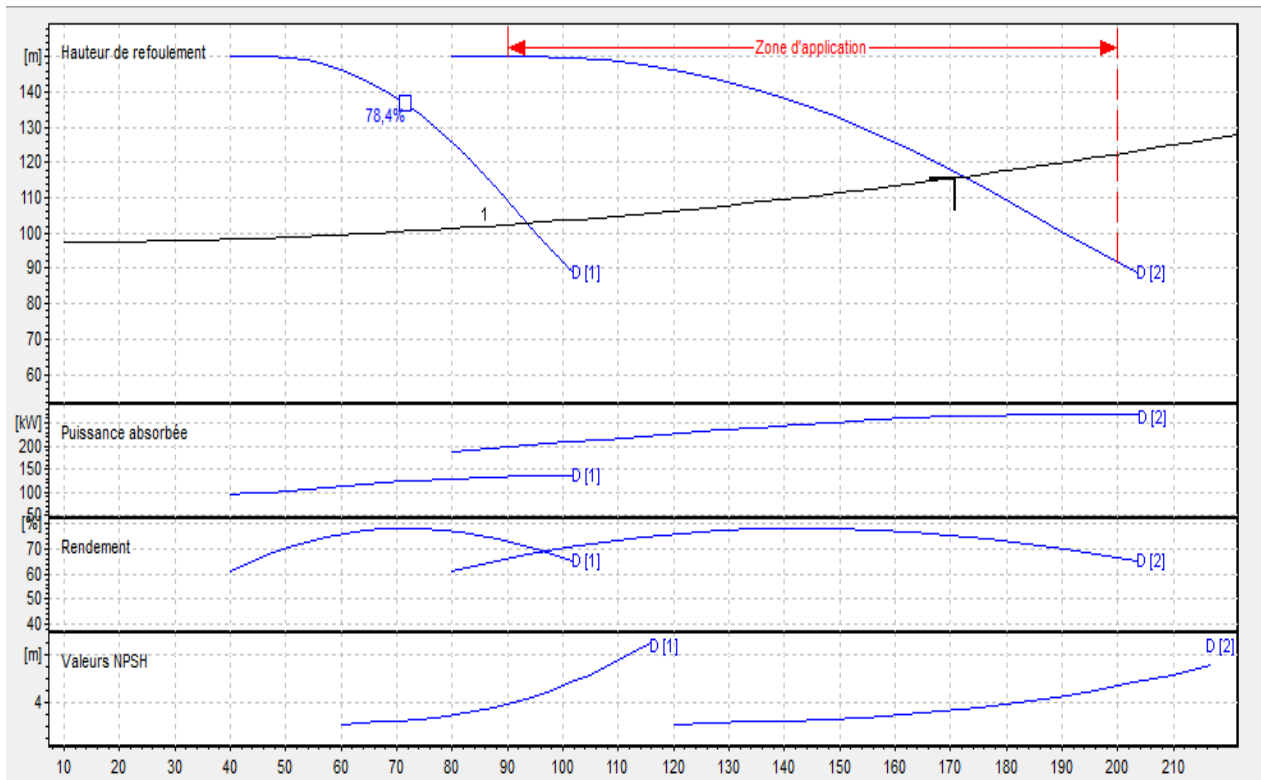


Figure (VI.3) : Les courbes caractéristiques de la pompe de Souk El Had

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où nous devons le réaliser.

VI.9.1.1 Réalisation du point de fonctionnement

➤ Etude des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variante séparément, en suite nous calculons le cout de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-cout » sera retenu.

➤ La courbe caractéristique de la pompe

On a:

$$H_p = a Q^2 + b \tag{VI.20}$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

- a) $H = 116 \text{ m}; Q = 86.2 \text{ l/s}$
- b) $H = 150 \text{ m}; Q = 0 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (IV.17) et on va avoir le système d'équation suivant :

- $116 = a \times (86.2)^2 + b$
- $150 = a \times (0)^2 + b$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0.00457 Q^2 + 150$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le choix le plus économique :

• 1^{ère} variante : modification du temps de pompage

Afin d'adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirée, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_1 Q_1 = T_2 Q_2$$

où :

$$T_2 = 20 \times \frac{85,45}{86,2} = 19,82 \text{ h}$$

Donc la pompe fonctionnera pendant **19 h, 49 min et 02 seconds**.

- La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \times 0,0862 \times 116}{0,75} = \mathbf{130,78 \text{ KW}}$$

où :

- Les frais d'exploitation seront : $F_{\text{exp}} = E \times Pe = Pa \times t \times 365 \times Pe$
 $F_{\text{exp}} = 130,78 \times 19,49 \times 365 \times 4,67$
 $F_{\text{exp}} = \mathbf{4345048,047 \text{ DA}}$

- **2^{ème} variante : Régulation par étouffement (le vannage)**

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$H' = H_1 + h \rightarrow h = H' - H_1 = 117 - 115,68 = 1,32 \text{ m}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \times 0,0862 \times 117}{0,75} = \mathbf{131,91 \text{ KW}}$$

où :

- Les frais d'exploitation seront : $F_{\text{exp}} = E \times Pe = Pa \times t \times 365 \times Pe$
 $F_{\text{exp}} = 131,91 \times 20 \times 365 \times 4,67$
 $F_{\text{exp}} = \mathbf{4497183,538 \text{ DA}}$

- **3^{ème} variante: Variation de la vitesse de rotation**

- ✚ **Calcul de la courbe iso-rendement**

$$H = Q^2 \times \frac{H_1}{Q_1^2} \rightarrow H = 0,0156 Q^2$$

$$H = H_p \rightarrow 0,0156 Q^2 = -0,00457 Q^2 + 150$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point **(86,23 l/s ; 115,99 m)**

$$N' = 1490 \times \frac{85,45}{86,2} = \mathbf{1477 \text{ tr/min}}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \times 0,08623 \times 115,99}{0,75} = \mathbf{130,82 \text{ KW}}$$

où :

- Les frais d'exploitation seront : $F_{\text{exp}} = E \times Pe = Pa \times t \times 365 \times Pe$
 $F_{\text{exp}} = 130,82 \times 20 \times 365 \times 4,67$
 $F_{\text{exp}} = \mathbf{4459913,33 \text{ DA}}$

Après les résultats au-dessus, on opte pour la 1^{ère} variante (modification du temps de pompage). Sachant que les deux pompes fonctionnent avec le même régime.

➤ **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 51,7 \text{ m}$;
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 50,7 \text{ m}$;
- Perte de charge d'aspiration : $J_{\text{asp}} = 0$ (négligeable) ;
- Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 51,7 - 50,7 = 1 \text{ m}$.

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

🚧 Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 51.7) = 10.26 \text{ m}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) = 10.26 + 1 - (0 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 11.02 \text{ m}$$

($NPSH_d > NPSH_r$) : d'où la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

VI.9.2. La station de pompage de El Kalaa

➤ Caractéristique de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 107.7 \text{ l/s} = 387.72 \text{ m}^3/\text{h}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 98 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 4.985 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 102.98 \text{ m}$.

➤ Caractéristique de la pompe

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaires à axe horizontal, du type (PM 150/ 5 A). Avec une pompe de secours, Dont ces caractéristiques sont :

- Vitesse de rotation : $N = 1480 \text{ tr/min}$;
- Le rendement : $\eta = 70.6 \%$;
- La puissance absorbée : $P_a = 154 \text{ KW}$;
- NPSH (requis) = 7.02 m ;
- Le point de fonctionnement (108 l/s , 103 m) ;
- Le point désiré (107.9 l/s , 102.98 m).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (VI.4) suivante : (les détails sont donnés dans l'annexe (6))

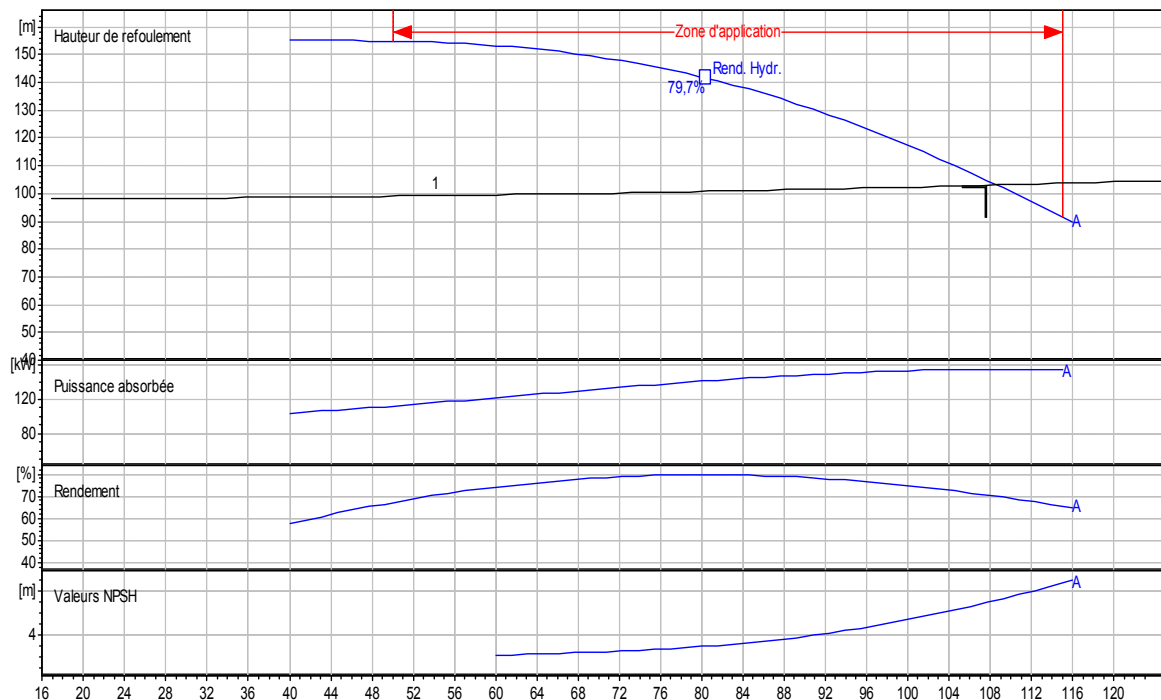


Figure (VI.4) : Les courbes caractéristiques de la pompe de El Kelaa

➤ **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 146$ m ;
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 142.5$ m ;
- Perte de charge d'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable) ;
- Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 146 - 142.5 = 3.5$ m.

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

✚ **Calcul de la pression à la côte d'aspiration**

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 146) = 10.15 \text{ m}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) = 10.15 + 3.5 - (0 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 10.91 \text{ m}$$

($NPSH_d > NPSH_r$) : d'où la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

VI.10. Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a utilisé des pompes de type « CAPRARI PUMP TUTOR ». On a opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir une pompe de secours en plus en cas de panne. Et nous avons achevé par une vérification du non cavitation des pompes.

Les types des pompes qu'on a choisies pour les stations de pompage sont :

- ✓ Station de pompage Beni Amrane vers le réservoir de El Kelaa: la pompe est du type **(PM 150/ 6 D)**, avec une réduction du temps de pompage.
- ✓ Station de pompage El Kelaa vers le réservoir de Talmat : la pompe est du type **(PM 150/ 5 A)**.



Chapitre VII
Protection des
conduites

VII.1. Introduction

Les conduites d'adduction, qu'elles soient gravitaires ou par refoulement, sont exposées au phénomène du coup de bélier. Il est le résultat de fortes variations de débit en aval de la conduite qui génèrent des écoulements transitoires sous forme d'ondes de surpression et de dépression. Il provoque des conséquences considérables telles que la rupture de canalisation et la détérioration d'appareils traversés par le fluide. Il est donc primordial de prendre en compte ce phénomène et d'étudier les moyens propres afin de limiter les effets engendrés et procurer une longévité des conduites.

VII.2. Origines du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont les suivantes [3] :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes de pompes qui alimente une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe qui débite dans une conduite déjà alimentée ;
- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe.

VII.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs importantes. C'est pourquoi, il est primordial d'étudier les moyens de protection contre ce phénomène [3]. Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

- D'atténuer la dépression ;
- D'atténuer la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VII.3.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante calé sur l'arbre du groupe. C'est l'un des moyens de protection grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VII.3.2. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent au-delà d'une pression prédéterminée, légèrement supérieure à la pression normale (5% environ). Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au niveau du point à protéger, c'est-à-dire, là où la surpression envisageable est maximale.

VII.3.3. Les réservoirs d'air comprimé

Le réservoir d'air comprimé appelé aussi ballon d'air et réservoir anti bélier. Il est placé à la base de la conduite de refoulement et contient de l'eau accumulée sous pression en quantité bien déterminée. Il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau. L'air se détend pour compenser les dépressions à l'intérieur de la conduite et se comprime afin d'admettre l'excès

d'eau pour compenser la surpression. Le principe de son fonctionnement est représenté dans la figure (VII.1) ci-dessous.

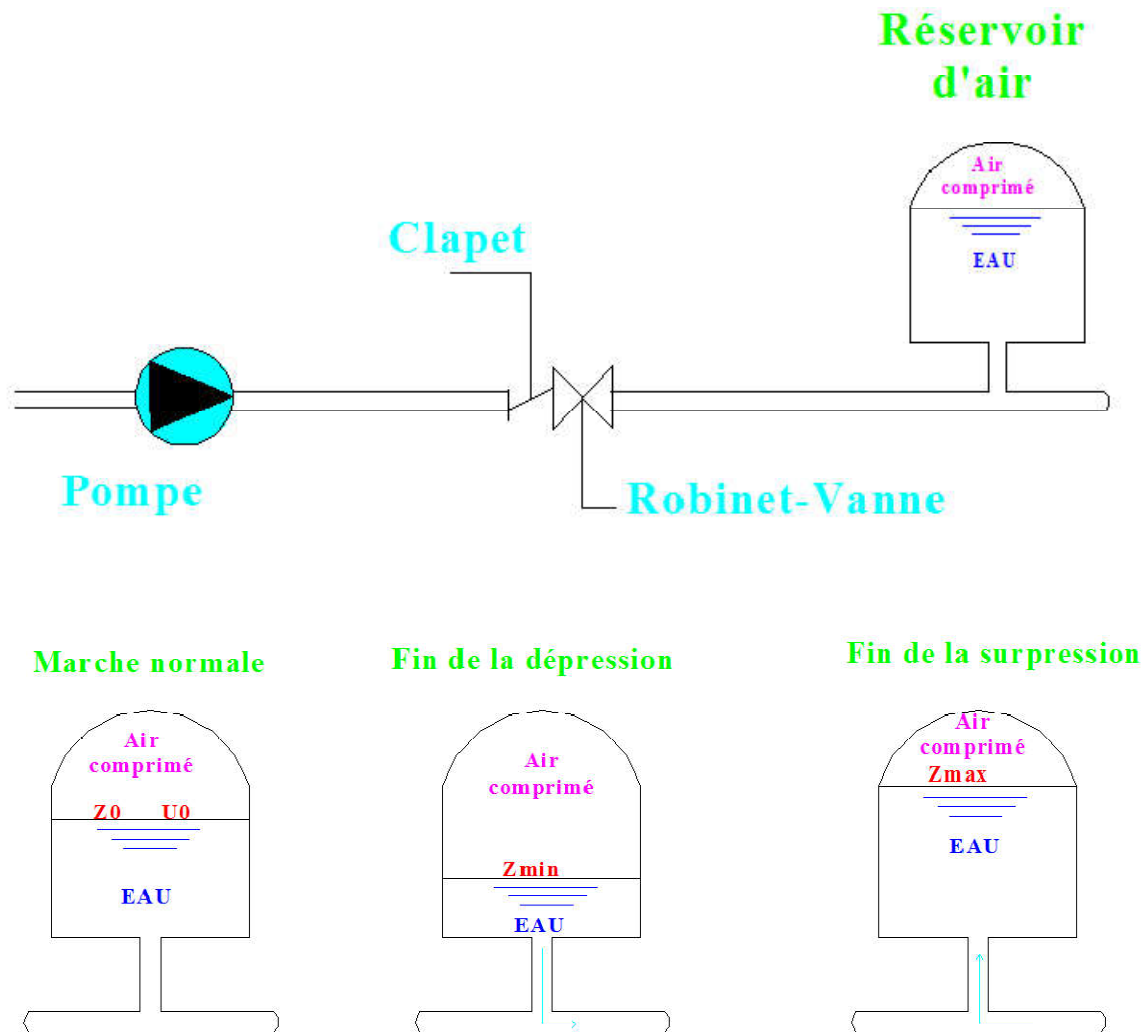


Figure (VII.1) : Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de surpression et de dépression

VII.4.4. Les cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical. Elle joue le même rôle que le réservoir d'air comprimé mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou élevées. Les compensations des surpressions et dépressions précédentes sont directement faites avec l'eau du réservoir à surface libre. Le schéma de la cheminée d'équilibre est représenté dans la figure (VII.2) ci-après.

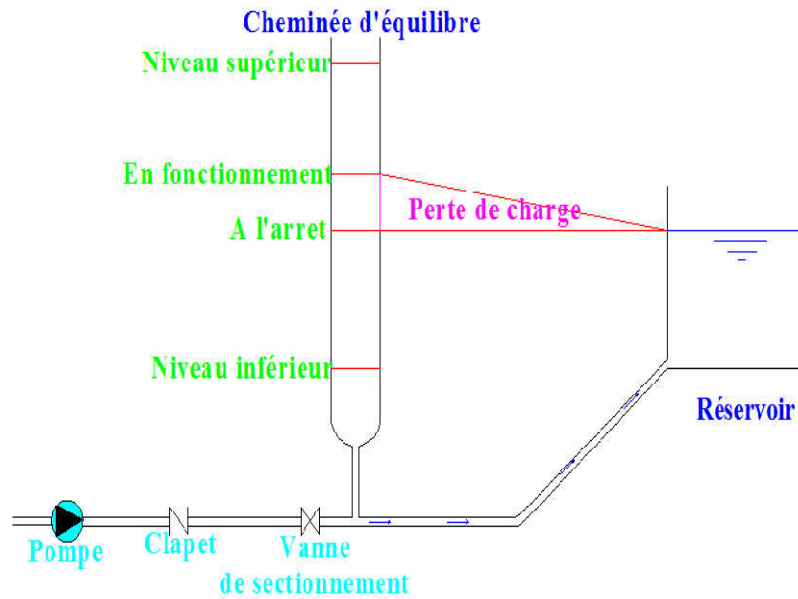


Figure (VII.2) : Le schéma d'une cheminée d'équilibre

VII.5. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différentes conduites de refoulement et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service [3].

VII.5.1. Calcul de la célérité d'onde

La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K_c * \frac{D}{e}}} \quad (VII.1)$$

avec :

- a : célérité de l'onde en (m/s) ;
- D : diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- e : épaisseur de la conduite en (m) ;
- K_c : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Les valeurs du coefficient K_c en fonction des matériaux constituant la canalisation sont données dans le tableau (VII.1).

Tableau (VII.1) : Le coefficient K_c des différents matériaux

Matériaux	Acier	Fonte ductile	Fonte grise	PEHD	Plomb et le béton	PVC	ciment Amiante
Valeur de K_c	0,5	0,6	1	83	5	33	4

VII.5.2. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas suivants :

✚ Premier cas : fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T qui est calculé par la relation: $T < \frac{2 * L}{a}$

La valeur numérique maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{VII.2})$$

avec :

- B : valeur du coup de bélier (m) ;
- a : célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

- La valeur maximale de la pression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VII.3})$$

- La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VII.4})$$

avec :

- H_0 : pression absolue au point le plus bas de la conduite est donnée par la relation :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.5})$$

avec :

- H_g : hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : pression atmosphérique.

✚ Deuxième cas : fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps $T > \frac{2 * L}{a}$

La valeur numérique maximale du coup de bélier est calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{a * V_0 * L}{g * T} \quad (\text{VII.6})$$

avec :

- L : longueur de la conduite (m) ;
- B : valeur du coup de bélier (m) ;
- V_0 : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

Remarque

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente. C'est pour cette raison que, dans le cadre de cette étude, nous considérerons le cas le plus défavorable, c'est-à-dire, la fermeture brusque.

VII.6. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

VII.6.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques des surpressions et des dépressions du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (VII.2) :

Tableau (VII.2) : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons

Tronçons	Souk El Had vers El Kelaa	El Kelaa vers Talmat
D_{int} (mm)	434.4	337.6
L (m)	6250	1086
e (mm)	7.8	6.2
V_0 (m/s)	1.1473	1.2152
H_g (m)	97.3	98
H_0 (m)	107.3	108
a (m/s)	1095.17	1092,13
B (m)	128.08	135.28
H_s (m)	235.38	243.28
H_d (m)	-20.78	-27.28
PN(m)	300	400

D'après ces résultats, nous constatons que le long des conduites de Souk El Had vers El Kelaa et El Kelaa vers Talmat, subit une dépression. Afin d'éviter cette dépression, nous adopterons un réservoir d'air au vu des avantages qu'il présente en termes d'économie et d'efficacité. (Voir Annexe (7))

VII.6.2. Méthode de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron. Cette méthode permet de déterminer la surpression et la dépression maximales dans la conduite.

VII.6.3. Principe de calcul du réservoir d'air

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

- Les temps se suivent selon les valeurs de

$$T_f = \frac{2 \cdot L}{a} \quad (\text{VII.7})$$

- Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \times V_m \times \theta \quad (\text{VII.8})$$

avec:

- ΔU : variation du volume d'air (m^3) ;
- S : section de la conduite (m^2) ;
- θ : temps mis par une onde pour faire un aller-retour dans la conduite ;
- V_m : moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

- Le volume d'air comprimé

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{VII.9})$$

- $+\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se vide ;
- $-\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se remplit.

- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{VII.10})$$

avec :

- δ_0 : perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : pression absolue ;
- U_0 : volume d'air initial ;
- V : nouveau volume d'air ;
- Z : pression dans le réservoir d'air.

➤ **La vitesse dans la tubulure**

✚ **Cas de la montée de l'eau :**

A la montée de l'eau, nous avons un coefficient de débit de 0.92

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} \quad (\text{VII.11})$$

Avec:

- V_1 : vitesse dans la tuyère;
- V_f : vitesse finale choisie ;
- D : diamètre de la conduite ;
- d' : diamètre de la veine contractée.

$$d' = 0.92 \times d \quad (\text{VII.12})$$

d sera choisi tel que K reste compris entre 15 et 20

✚ **Cas de la descente de l'eau :**

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0.5 à la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{D^2}{d^2} \quad (\text{VII.13})$$

avec :

- V_2 : vitesse de l'eau dans la tuyère ;
- V_f : vitesse de l'eau dans la conduite.

➤ **Calcul des pertes de charge**

✚ **Cas de la montée de l'eau :**

$$\Delta h_1 = C \times \frac{v^2}{2 * g} \quad (\text{VII.14})$$

$$C = F (m')$$

avec:

$$m' = \frac{(0.92 * d)^2}{\phi^2} \quad (\text{VII.15})$$

La valeur de C est donnée par l'abaque (voir Annexe (8)).

✚ **Cas de la descente de l'eau :**

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$C' = F (m'')$$

avec :

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\Phi^2} \quad (\text{VII.16})$$

La valeur de C est donnée par l'abaque (voir Annexe (8)).

VII.6.4. Application

VII.6.4.1. Tronçon de la station centrale de Souk El Had vers El Kelaa

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 112.5 \text{ mm}$ incorporée dans une tubulure de diamètre $\Phi = 225 \text{ mm}$.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

$$\color{blue}{\oplus} \text{ Montée de l'eau : } K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 \times d)^2} = \frac{0.45^2}{(0.92 \times 0.1125)^2} = 18.90$$

Nous prenons $K = 19$, il est bien compris entre 15 et 20, la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0.92 \times 0.1125)^2}{0.225^2} = 0.21 \quad \mathbf{m' = 0.21}$$

A partir de l'annexe (8), nous déterminerons la valeur du coefficient de perte de charge « C » dans la tuyère. Ce qui nous donne $C = 0.635$.

La perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = 0.635 \times \frac{V^2}{2 \cdot g} = 0.635 \times \frac{K^2}{2 \cdot g} \times V_f^2 = 0.635 \times \frac{19^2}{2 \cdot 9.81} \times V_f^2$$

$$\Delta h_1 = 11.68 V_f^2$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ Descente de l'eau : } \frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{0.45^2}{0.1125^2} = 32, \text{ ce qui donne } V_2 = K' \times V_f = 32 \times V_f$$

$$\text{Par ailleurs, } m'' = \frac{1}{2} \times \frac{0.1125^2}{0.225^2} = 0.125 \quad \mathbf{m'' = 0.125}$$

L'annexe (8) nous donne la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 0.775$. La perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = 0.775 \times \frac{V^2}{2 \cdot g} = 0.775 \times \frac{K^2}{2 \cdot g} \times V_f^2 = 0.775 \times \frac{32^2}{2 \cdot 9.81} \times V_f^2$$

$$\Delta h_2 = 40.44 V_f^2$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ Variation du volume d'air : } \Delta U = S \times V_m \times \theta$$

$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 6250}{1095.17} = 11.41 \text{ s} \quad \text{et } \Delta U = 1.814 V_m$$

✚ Résultats de calcul du réservoir d'air :

Les résultats des calculs du réservoir d'air relatifs au tronçon Souk El Had vers El Kelaa sont donnés dans le tableau (VII.3). Ces calculs sont réalisés en utilisant la méthode de BERGERON. L'épure de BERGERON est illustrée dans la figure (VII.3)

Tableau (VII.3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon Souk El Had vers El Kelaa

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,4344 m	Vitesse	1,1473 m/s	Volume U ₀	1,9 m ³
Débit	0,1709 m ³ /s	Section	0,14813214 m ²	K PDC entr	40,44 Vf ²
H géomet	97,3 m	Célérité a	1095,17439 m/s	K PDC sort	11,68 Vf ²
Long. Cond.	6258 m	B	128,082934 m	Exposant	1,4
coef. K	0,6	Hmax	225,382934 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0078 m	Hmin	-30,7829336 m	pres. air Z	308,744685 /U ^λ
C Haz Will	128	periode θ	11,4283169 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	107,3 m	Surpression	42,6924873 m
Umax	3,57557756 m ³	PDC δ	18,4026543 m	Dépression	55,4150121 m
Umin	1,70865116 m ³	a/g	111,638572 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z-+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1,9	125,702654	0	125,702654	18,4026543	107,3	1,1473	0	0	
11,4283169	1,48033851	3,38033851	56,1119316	4,22694372	51,8849879	5,50976514	46,3752228	0,60156768	0,87443891	0,60157781	-1,0137E-05
22,8566338	0,19523905	3,57557756	51,8698277	5,56385036	57,433678	2,25006565	59,6837437	-0,37068619	0,1153281	-0,37092162	0,00023543
34,2849507	-0,95487196	2,6207056	80,1334715	23,1843837	103,317855	8,43623396	111,754089	-0,75731033	-0,56404477	-0,75716792	-0,00014242
45,7132676	-0,91205444	1,70865116	145,842709	4,14977845	149,992487	1,71501767	151,707505	-0,3196337	-0,53875238	-0,32033684	0,00070313
57,1415845	0,031604	1,74025516	142,148207	1,4942299	140,653977	2,10350289	138,550474	0,35807095	0,01866855	0,35767393	0,00039702
68,5699014	0,67181596	2,41207112	90,0022438	2,22044471	87,7817991	3,03554018	84,7462589	0,43597174	0,39684303	0,43601212	-4,0378E-05
79,9982183	0,32564127	2,73771239	75,3800705	0,10641818	75,4864887	0,05767587	75,5441645	-0,05050507	0,19235695	-0,05129822	0,00079315
91,4265352	-0,37347499	2,3642374	92,5618388	6,14860958	98,7104484	2,46822619	101,178675	-0,38978889	-0,22061242	-0,38992662	0,00013773
102,854852	-0,51194998	1,85228742	130,259007	1,867481	132,126488	0,81876782	132,945255	-0,21490372	-0,30240987	-0,21489313	-1,0599E-05
114,283169	-0,00311338	1,84917403	130,566147	0,52106535	130,045082	0,79300286	129,252079	0,21144833	-0,00183908	0,21121496	0,00023337
125,711486	0,43019883	2,27937286	97,4222077	1,0304452	96,3917625	1,49105491	94,9007076	0,2970172	0,2541193	0,29702365	-6,453E-06
137,139803	0,23790162	2,51727448	84,7806393	0,01030834	84,7909476	0,00664034	84,797588	-0,01561404	0,14052896	-0,01596573	0,00035169
148,56812	-0,24008601	2,27718847	97,5530657	2,8974754	100,450541	1,2297245	101,680266	-0,26751753	-0,14181928	-0,26767284	0,00015531
159,996437	-0,35832522	1,91886325	123,976067	0,9797872	124,955854	0,45057339	125,406427	-0,15566826	-0,21166342	-0,15565401	-1,4251E-05

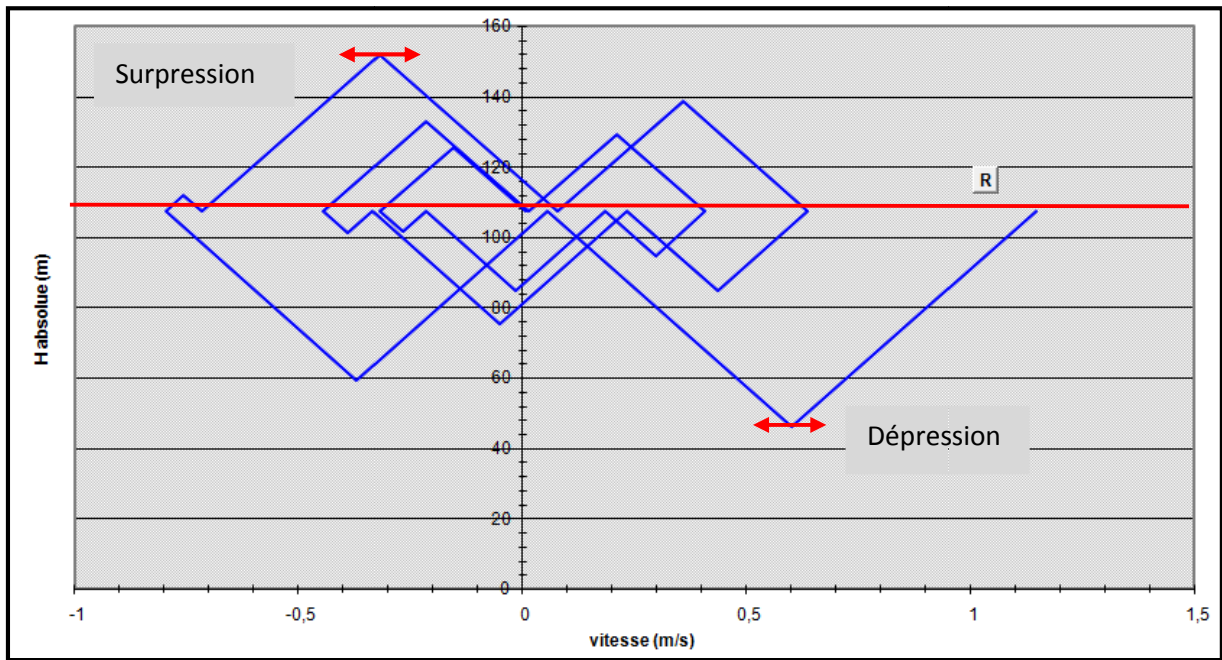


Figure (VII.3) : Epure de BERGERON pour le tronçon Souk El Had vers El Kelaa

🚩 **Interprétation des résultats** : on remarque :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **55.41m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **1.70m³**.
- La surpression est de **42.69m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **3.57m³**.

Par ailleurs, la figure (VII.4) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

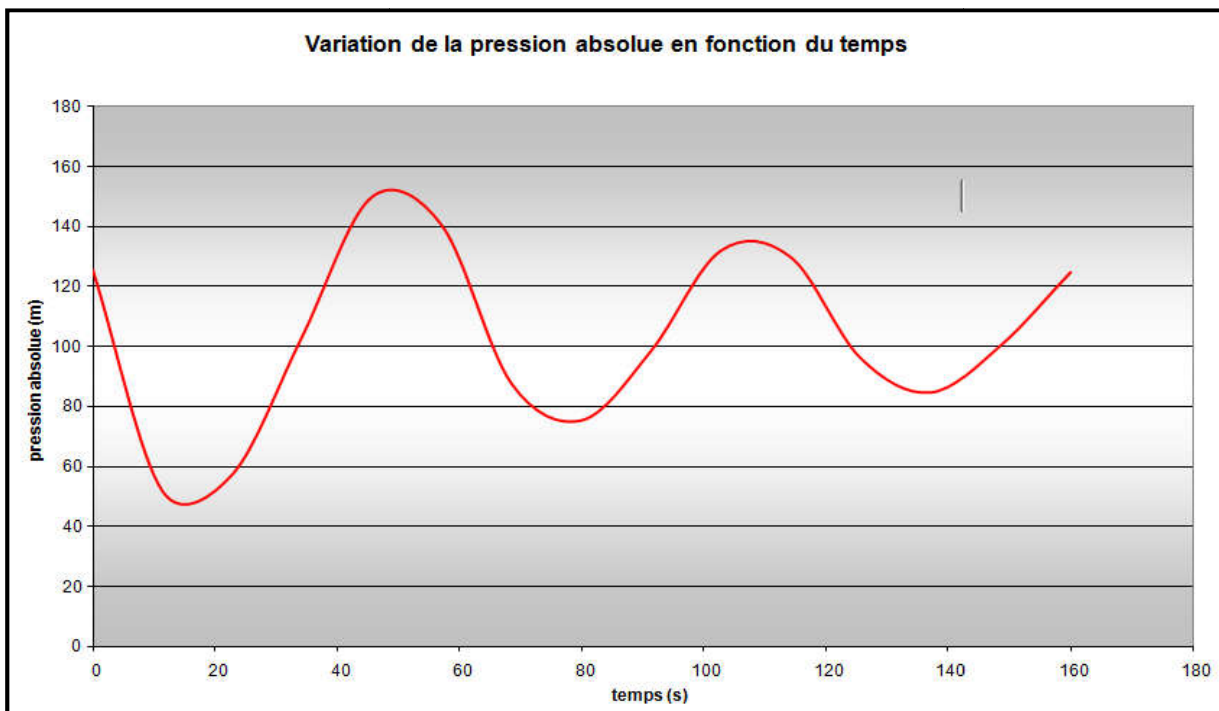


Figure (VII.4) : Variation de la pression absolue pour le tronçon Souk El Had vers El Kelaa

✚ Dimensionnement du réservoir d'air :

A partir du tableau (VII.3), nous avons un volume maximal d'air de l'ordre **3,57 m³**. Par conséquent, le calcul du volume total du réservoir anti-bélier devient possible. Pour le tronçon Souk El Had vers El Kelaa, $V_t = 1,2 \times U_{max} = 1,2 \times 3,57 = 4,284 \text{ m}^3$
 Nous opterons alors pour un réservoir de **4,5 m³ (4500 l)**.

VII.6.4.2. Tronçon de El Kelaa vers Talmat

Nous avons choisi une tuyère de diamètre **d=87,5 mm** incorporée dans une tubulure de diamètre **φ=175 mm**. Le calcul des caractéristiques de la tuyère se fait de la même manière que le tronçon précédent.

✚ Montée de l'eau : la perte de charge est : $\Delta h_1 = 11.68 V_f^2$

✚ Descente de l'eau : la perte de charge est : $\Delta h_2 = 40.44 V_f^2$

✚ Variation du volume d'air : $\Delta U = S \times V_m \times \theta$

$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 1086}{1092.13} = 1.98 \text{ s} \quad \text{et} \quad \Delta U = 0.190 V_m$$

✚ Résultats de calcul du réservoir d'air :

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon El Kelaa vers Talmat en utilisant la méthode de BERGERON sont donnés dans le tableau (VII.4). L'épure de BERGERON est illustrée dans la figure (VII.5).

Tableau (VII.4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon El Kelaa vers Talmat

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,3376 m	Vitesse	1,2152 m/s	Volume U ₀	0,45 m ³
Débit	0,1077 m ³ /s	Section	0,0894694 m ²	K PDC entr	40,44 Vf ²
H géomet	98 m	Célérité a	1100,19719 m/s	K PDC sort	11,68 Vf ²
Long. Cond.	1086 m	B	136,285384 m	Exposant	1,4
coef. K	0,6	Hmax	234,285384 m		
Epaisseur e	0,0062 m	Hmin	-38,2853843 m	Pression de l'air	
C Haz Will	135,3	periode θ	1,97419156 s	pres. air Z	36,6796137 /U ^Λ
		Ho	108 m	Résultats des pressions	
		PDC δ	4,18304749 m	Surpression	32,0142752 m
		a/g	112,15058 s	Dépression	46,8300578 m
- Résultats des variations du volume d'air					
Umax	0,69450652 m ³				
Umin	0,38382224 m ³				

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z + Δh + δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,45	112,183047	0	112,183047	4,18304749	108	1,2152	0	0	
1,97419156	0,17768073	0,62768073	70,4028822	7,41366633	62,9892158	1,9477314	61,0414844	0,79649048	1,00595026	0,79670051	-0,00021003
3,94838312	0,06682579	0,69450652	61,1051608	0,0647814	61,1699422	0,00765291	61,1775951	-0,03971492	0,3783383	-0,04002392	0,00030899
5,92257468	-0,06024659	0,63425994	69,3825987	16,6759892	86,0585879	1,30641227	87,3650002	-0,6412045	-0,34108972	-0,64215553	0,00095103
7,89676625	-0,12214519	0,51211475	93,6074803	22,1993981	115,806878	1,70268918	117,509568	-0,74040535	-0,6915324	-0,74090927	0,00050392
9,87095781	-0,10189511	0,41021964	127,703185	6,89318399	134,596369	0,57650121	135,17287	-0,41332333	-0,57688537	-0,41286148	-0,00046185
11,8451494	-0,0263974	0,38382224	140,165963	0,15168814	140,014275	0,05314222	139,961133	0,11394994	-0,14945048	0,11396051	-1,0574E-05
13,8193409	0,0505784	0,43440064	117,863169	2,45801955	115,405149	0,70074578	114,704403	0,45871442	0,2863527	0,4587449	-3,0477E-05
15,7935325	0,07401194	0,50841258	94,5631536	1,6803956	92,882758	0,49273063	92,3900274	0,37930717	0,4190231	0,37930131	5,8538E-06
17,7677241	0,03709459	0,54550717	85,6848617	0,01937183	85,6654899	0,00790312	85,6575868	0,04090155	0,21001329	0,04072526	0,00017629
19,7419156	-0,02132977	0,5241774	90,6056215	3,22153835	93,8271599	0,28502965	94,1121895	-0,28214826	-0,12075981	-0,28224488	9,6625E-05
21,7161072	-0,0572715	0,4669059	106,53778	5,42450211	111,962282	0,46178591	112,424068	-0,36653251	-0,32424607	-0,36624725	-0,00028526
23,6902987	-0,04766915	0,41923675	123,874431	1,21756501	125,091996	0,11576817	125,207764	-0,17365047	-0,26988182	-0,17351639	-0,00013408
25,6644903	-0,00357944	0,41565731	125,370444	0,20656393	125,16388	0,07073249	125,093147	0,13219647	-0,02026521	0,13298597	-0,0007895
27,6386819	0,03814153	0,45379884	110,870503	1,04347218	109,82703	0,31695073	109,51008	0,29807369	0,21594061	0,29889525	-0,00082156

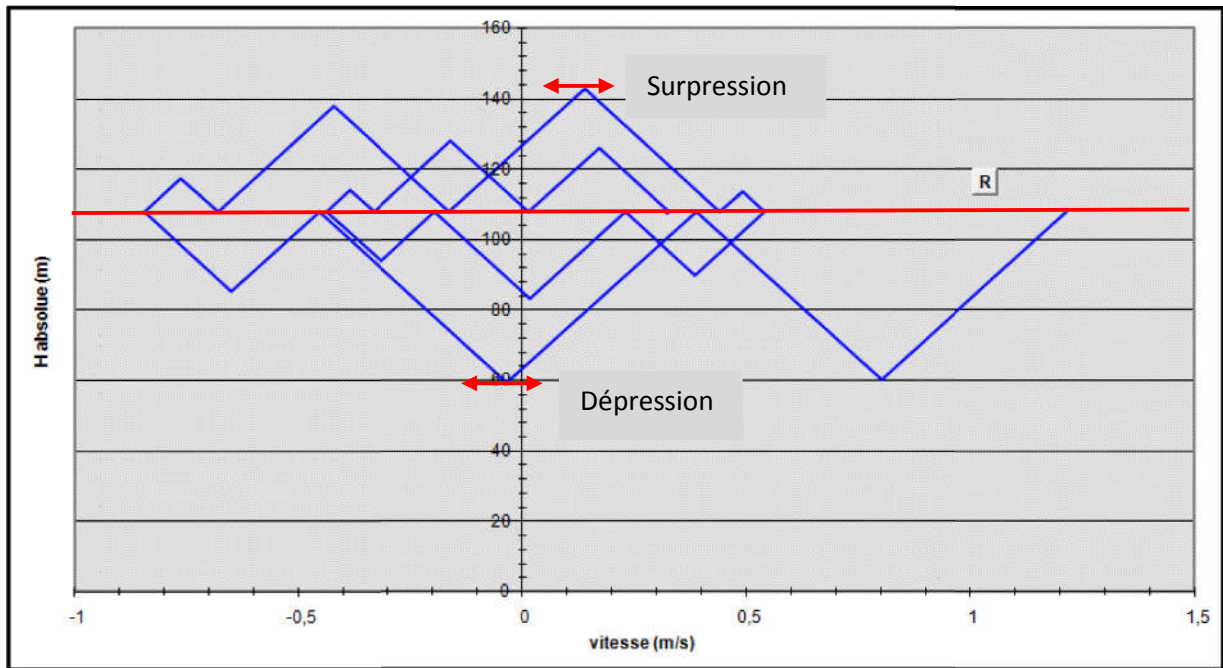


Figure (VII.5) : Epure de BERGERON pour le tronçon El Kelaa vers Talmat

✚ **Interprétation des résultats :** on remarque :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **46.83m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.38m³**.
- La surpression est de **32.01m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.69m³**.

Par ailleurs, la figure (VII.6) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

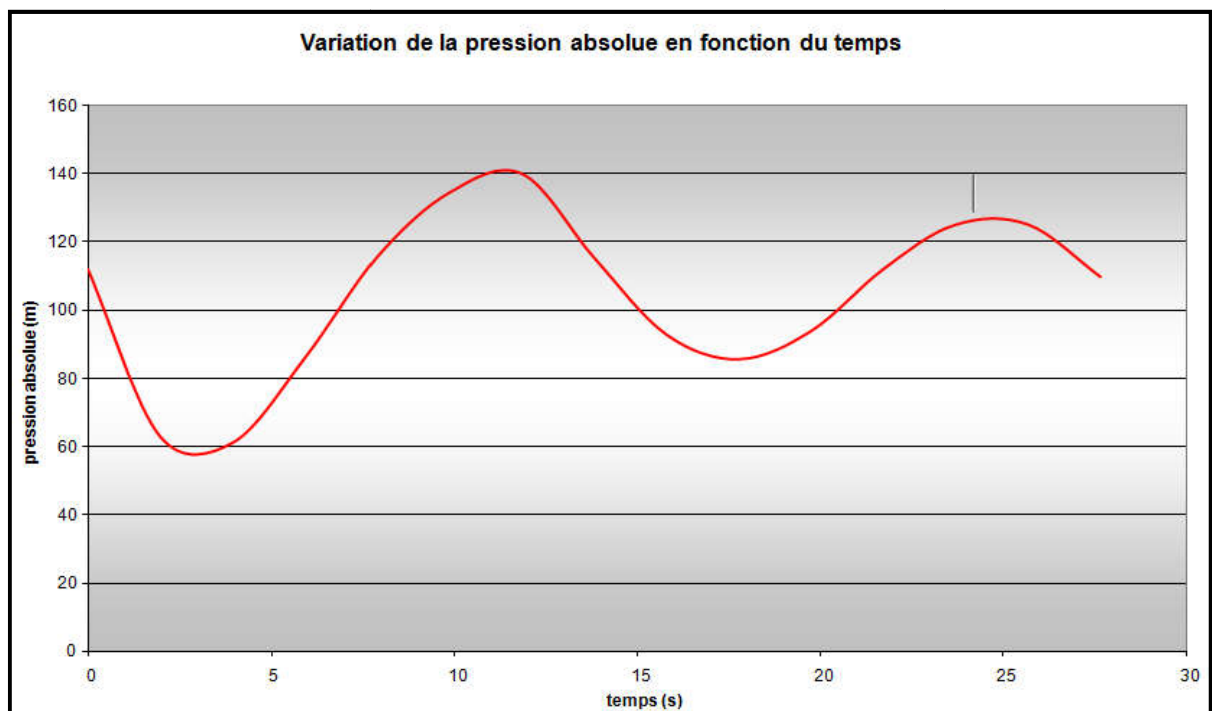


Figure (VII.6) : Variation de la pression absolue pour le tronçon Souk El Kelaa vers Talmat

✚ Dimensionnement du réservoir d'air :

A partir du tableau (VII.4), nous avons un volume maximal d'air de l'ordre **0.69 m³**. Par conséquent, le calcul du volume total du réservoir anti-bélier devient possible. Pour le tronçon Souk El Had vers El Kelaa, $V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 0.69 = \mathbf{0.828 \text{ m}^3}$
Nous opterons alors pour un réservoir de **1 m³ (1000 l)**.

Remarque

Pour le tronçon gravitaire de Talmat vers Beni Amrane, nous proposons d'adopter une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

VII.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés au phénomène du coup de bélier a fin de protéger le réseau étudié contre ce phénomène. Nous avons proposé :

- La fermeture lente de la vanne pour les tronçons gravitaires ;
- L'utilisation des réservoirs d'air pour les tronçons de refoulement.

Les volumes des réservoirs d'air obtenus sont :

- **4.5 m³**, soit **4500 l** pour le tronçon de Soul El Had vers El Kelaa ;
- **1 m³**, soit **1000 l** pour Le tronçon de El Kelaa vers Talmat.



Chapitre VIII

Distribution

VIII.1. Introduction

La distribution représente la phase finale d'un système d'AEP. Son rôle est de véhiculer l'eau de stockage chez les utilisateurs. Elle doit être réalisée de telle façon à assurer :

- L'accessibilité technique et financière aux usagers ;
- Une qualité d'eau répondant aux normes de potabilité ;
- La continuité du service ;
- Une pression de service suffisante.

Dans ce présent chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution de l'agglomération chef-lieu du Beni Amrane (zone Ouest de la Ville).

VIII.2. Classification des réseaux

Les réseaux peuvent être classés comme suit [3] :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau mixte.

VIII.2.1. Le réseau ramifié

Dans le cas d'un réseau ramifié, les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique. Cependant, il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture, c'est-à-dire, un accident sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval.

VIII.2.2. Le réseau maillé

Il permet à la conduite une alimentation en retour. En effet, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre l'alimentation des abonnés à l'aval.

VIII.2.3. Le réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issue des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

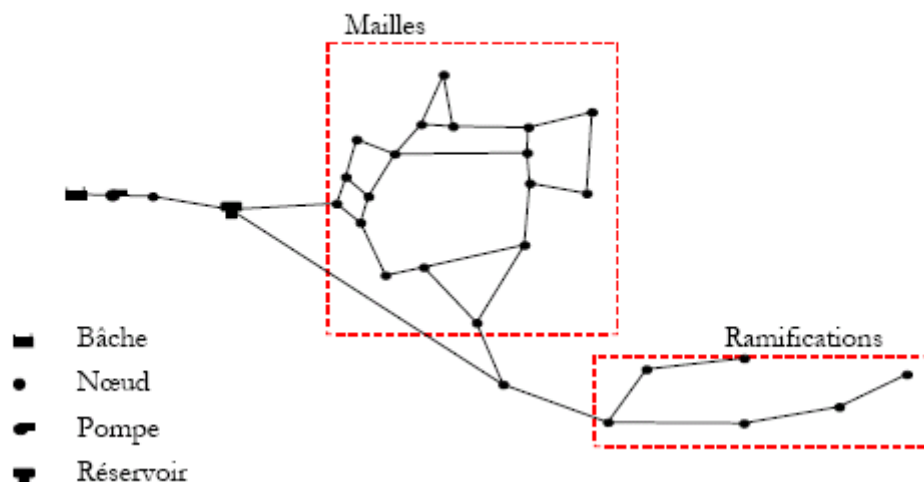


Figure (VIII.1) : Représentation d'un réseau d'alimentation en eau potable

VIII.2.4. Réseau étagé

Lors d'un projet d'étude d'alimentation en eau potable d'une ville, il arrive que le réseau de distribution présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire permet de réguler la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

VIII.3. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de prendre en considération les préconisations suivantes [11]

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversée de route, de ravine,...etc.) ;
- Eviter les fortes pentes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VIII.4. Choix du type de matériaux

Pour choisir le type de matériau à utiliser lors de la conception des conduites, il faut prendre en compte les critères suivants [11]:

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Dans le cadre de cette étude, avons opté pour les conduites en PEHD en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques que ce matériau présente. Parmi, nous pouvons citer :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonne résistance mécanique, existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20 et PN25

VIII.5. Equipements du réseau de distribution

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

Robinets vannes : Ils sont placés au niveau de chaque nœud. Ils permettent d'isoler les différents tronçons et de réguler les débits.

Bouches ou poteaux d'incendies : Ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 1 bar.

Clapets : Ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement.

Ventouses : Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour évacuer l'air contenu dans la conduite.

Robinets de vidanges : Ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

VIII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VIII.6.1. Déterminer les débits du réseau

VIII.6.1.1. Le débit de pointe

Il se calcule selon la relation :

$$Q_p = K_{\max.h} \times \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (\text{VIII.1})$$

où

$$Q_p = 1.6 \times \frac{4099,204}{24} = 273.280 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 75.91 \text{ l/s}$$

La répartition des débits de pointe des deux zones de distribution en fonction du nombre d'abonnés est présentée dans le tableau (VIII.1) suivant [2] :

Tableau (VIII.1) : Evaluation du débit maximum horaire par zone

Zones AEP	Nombre d'abonnés	Pourcentage des abonnés par zone (%)	$Q_{\max.h}$ par zone (l/s)
Zone Ouest de la ville	600	35.30	26.8
Zone Est de la ville	1100	64.70	49.11
Total	1700	100	75.91

VIII.6.1.2. Débit spécifique

Pour faire ce calcul, nous supposons que la consommation domestique est répartie régulièrement le long du réseau de distribution. Nous utilisons à cet effet la notion du débit spécifique en l/s/ml. Ce débit est en fonction du linéaire de la conduite (voir tableau (VIII.2)) et se calcule selon la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m) ;
- Q_p : débit de pointe (l/s) ;
- L_i : longueur du tronçon.

Tableau (VIII.2) : Evaluation du débit spécifique par zone

Zones AEP	longueur	Q _{max,h} par zone (l/s)	Q _{sp} (l/s/m)
Zone Ouest de la ville	7258	26.80	0.0036924
Zone Est de la ville	10661	49.11	0.0046065

VIII.6.1.3. Débits en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_{ij} \tag{VIII.3}$$

avec :

- Q_r : débit en route du tronçon (l/s).
- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
- L_{ij} : longueur du tronçon (i-j) en (m).

VI.6.1.4. Débits aux nœuds

Le débit au niveau de chaque nœud correspond à la moyenne de la somme des débits en route autour du nœud en rajoutant les débits localisés au nœud. Il se calcule comme suit :

$$Q_n = \Sigma Q_c + 0.5 * \Sigma Q_r \tag{VIII.4}$$

avec :

- Q_n : débit au nœud (l/s);
- Σ Q_r : somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s);
- Q_c : somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

VIII.6.2. Pertes de charge

Les pertes de charge linéaires, sont calculées en utilisant la formule de Darcy-WEISBACH

$$J_L = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2 * g} \tag{VIII.5}$$

où :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = - 2 \times \text{Log} \left[\frac{2,5}{R_e \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3,17 * D} \right] \tag{VIII.6}$$

avec :

- J_L : pertes de charge linéaire (m) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²) ;
- λ : coefficient de frottement qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement ;
- V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- K : rugosité absolue (mm) ;
- R_e : nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \tag{VIII.7}$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau. Elle est donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.033 * t + 0.00022 * t^2} \tag{VIII.8}$$

avec :

- T : Température de l'eau en °C, à T = 20°C: $\nu = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

VIII.6.2.1. Les pertes de charge singulières J_s

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets,...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$J_s = 0.1 \times J_L \quad (\text{VIII.9})$$

VI.6.2.2. Pertes de charge totales (J_t)

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L. Ceci donne :

$$\begin{aligned} J_t &= J_L + J_s \\ J_t &= J_L + 0.1 \times J_L \\ J_t &= 1.1 \times J_L \end{aligned} \quad (\text{VIII.10})$$

VIII.6.3. Vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0.50 à 1.5 m/s. Elle est obtenue par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{VIII.11})$$

avec :

- V : vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s^2) ;
- Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m)

VIII.6.4. Calcul des pressions

Connaissant les cotes des extrémités des différents tronçons du réseau étudié, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol par la formule suivante :

$$P_j = C_{pj} - CTN_j \quad (\text{VIII.12})$$

avec :

- P_j : pression au sol du point considéré (m) ;
- C_{pj} : cote piézométrique du point considéré (m) ;
- CTN_j : cote du terrain du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij} \quad (\text{VIII.13})$$

avec :

- C_{pi} : cote piézométrique du point (i).
- H_{ij} : perte de charge dans le tronçon (ij), l'écoulement s'effectue du point (i) vers le point (j).

VIII.6.5. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds du chef-lieu de Beni Amrane (zone Ouest de la Ville)

Le réseau de distribution du chef -lieu de Beni Amrane prend une ossature ramifiée (voir Figure (VIII.2)), les débits en routes et les débits aux nœuds sont présentés dans le tableau (VIII.2) ci-après :

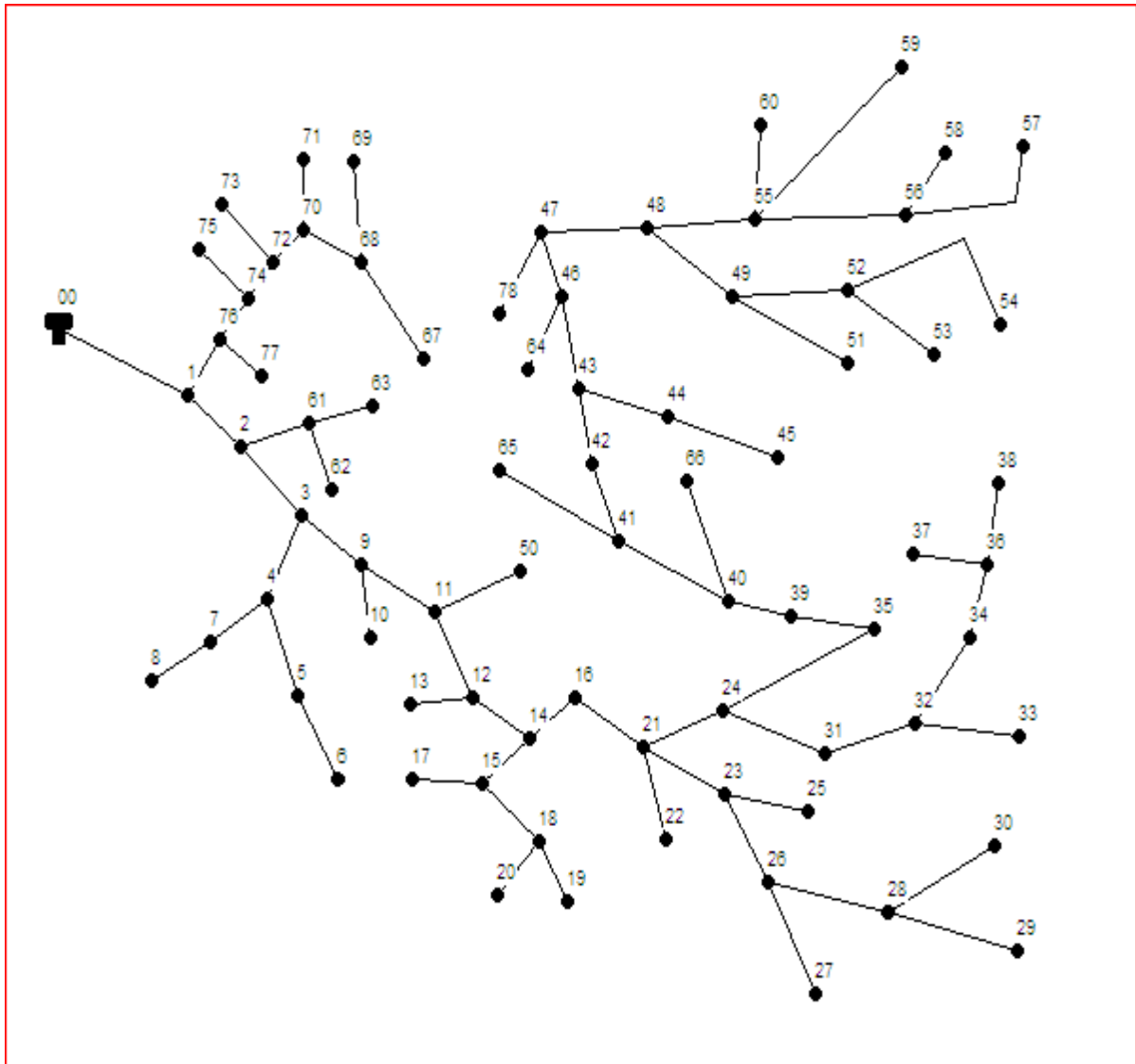


Figure (VIII.2) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du centre-ville de Beni Amrane (zone Ouest de la ville)

Tableau (VIII.3) : Débits aux nœuds du centre-ville de Beni Amrane (zone Ouest de la ville)

Nœud	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Q _{sp} l/s/m	Q _r l/s	0.5*Q _r l/s	Q _n l/s
R 300m ³	R 300m ³	N1	0	0,00369247	0	0	0
N1	N1	R 300m ³	210	0,00369247	0,7754187	0,38770935	0,68126072
	N1	N2	59	0,00369247	0,21785573	0,10892787	
	N1	N76	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	
N2	N2	N1	59	0,00369247	0,21785573	0,10892787	0,37847818
	N2	N61	70	0,00369247	0,2584729	0,12923645	
	N2	N3	76	0,00369247	0,28062772	0,14031386	
N3	N3	N2	76	0,00369247	0,28062772	0,14031386	0,50771463
	N3	N4	99	0,00369247	0,36555453	0,18277727	
	N3	N9	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	
N4	N4	N3	99	0,00369247	0,36555453	0,18277727	0,73664777
	N4	N5	150	0,00369247	0,5538705	0,27693525	
	N4	N7	150	0,00369247	0,5538705	0,27693525	
N5	N5	N4	150	0,00369247	0,5538705	0,27693525	0,46525122
	N5	N6	102	0,00369247	0,37663194	0,18831597	
N7	N7	N4	150	0,00369247	0,5538705	0,27693525	0,5538705
	N7	N8	150	0,00369247	0,5538705	0,27693525	
N9	N9	N3	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	0,68310695
	N9	N10	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	
	N9	N11	170	0,00369247	0,6277199	0,31385995	
N11	N11	N9	170	0,00369247	0,6277199	0,31385995	0,84003693
	N11	N12	70	0,00369247	0,2584729	0,12923645	
	N11	N50	215	0,00369247	0,79388105	0,39694053	
N12	N12	N11	70	0,00369247	0,2584729	0,12923645	0,59264144
	N12	N13	200	0,00369247	0,738494	0,369247	
	N12	N14	51	0,00369247	0,18831597	0,09415799	
N14	N14	N12	51	0,00369247	0,18831597	0,09415799	0,62033496
	N14	N15	200	0,00369247	0,738494	0,369247	
	N14	N16	85	0,00369247	0,31385995	0,15692998	
N15	N15	N14	200	0,00369247	0,738494	0,369247	0,93050244
	N15	N17	84	0,00369247	0,31016748	0,15508374	
	N15	N18	220	0,00369247	0,8123434	0,4061717	
N18	N18	N15	220	0,00369247	0,8123434	0,4061717	1,11881841
	N18	N19	190	0,00369247	0,7015693	0,35078465	
	N18	N20	196	0,00369247	0,72372412	0,36186206	
N16	N16	N14	85	0,00369247	0,31385995	0,15692998	0,29170513
	N16	N21	73	0,00369247	0,26955031	0,13477516	

Tableau (VIII.3) : Débits aux nœuds du centre-ville de Beni Amrane (zone Ouest de la ville)
(suite)

Nœud	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Q _{sp} l/s/m	Q _r l/s	0.5*Q _r l/s	Q _n l/s
N21	N21	N16	73	0,00369247	0,26955031	0,13477516	0,78834235
	N21	N22	85	0,00369247	0,31385995	0,15692998	
	N21	N23	65	0,00369247	0,24001055	0,12000528	
	N21	N24	204	0,00369247	0,75326388	0,37663194	
N23	N23	N21	65	0,00369247	0,24001055	0,12000528	0,8492681
	N23	N25	95	0,00369247	0,35078465	0,17539233	
	N23	N26	300	0,00369247	1,107741	0,5538705	
N26	N26	N23	300	0,00369247	1,107741	0,5538705	1,27205592
	N26	N27	169	0,00369247	0,62402743	0,31201372	
	N26	N28	220	0,00369247	0,8123434	0,4061717	
N28	N28	N26	220	0,00369247	0,8123434	0,4061717	1,34221285
	N28	N29	177	0,00369247	0,65356719	0,3267836	
	N28	N30	330	0,00369247	1,2185151	0,60925755	
N24	N24	N21	204	0,00369247	0,75326388	0,37663194	0,68310695
	N24	N31	27	0,00369247	0,09969669	0,04984835	
	N24	N35	139	0,00369247	0,51325333	0,25662667	
N31	N31	N24	27	0,00369247	0,09969669	0,04984835	0,18277727
	N31	N32	72	0,00369247	0,26585784	0,13292892	
N32	N32	N31	72	0,00369247	0,26585784	0,13292892	0,48555981
	N32	N33	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	
	N32	N34	91	0,00369247	0,33601477	0,16800739	
N35	N35	N24	139	0,00369247	0,51325333	0,25662667	0,34893842
	N35	N39	50	0,00369247	0,1846235	0,09231175	
N34	N34	N32	91	0,00369247	0,33601477	0,16800739	0,31570619
	N34	N36	80	0,00369247	0,2953976	0,1476988	
N36	N36	N34	80	0,00369247	0,2953976	0,1476988	1,08743242
	N36	N37	243	0,00369247	0,89727021	0,44863511	
	N36	N38	266	0,00369247	0,98219702	0,49109851	
N39	N39	N35	50	0,00369247	0,1846235	0,09231175	0,13292892
	N39	N40	22	0,00369247	0,08123434	0,04061717	
N40	N40	N66	68	0,00369247	0,25108796	0,12554398	0,3637083
	N40	N39	22	0,00369247	0,08123434	0,04061717	
	N40	N41	107	0,00369247	0,39509429	0,19754715	
N41	N41	N40	107	0,00369247	0,39509429	0,19754715	0,57233285
	N41	N42	30	0,00369247	0,1107741	0,05538705	
	N41	N65	173	0,00369247	0,63879731	0,31939866	

Tableau (VIII.3) : Débits aux nœuds du centre-ville de Beni Amrane (zone Ouest de la ville)
(suite)

Nœud	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Q _{sp} l/s/m	Q _r l/s	0.5*Q _r l/s	Q _n l/s
N41	N41	N40	107	0,00369247	0,39509429	0,19754715	0,57233285
	N41	N42	30	0,00369247	0,1107741	0,05538705	
	N41	N65	173	0,00369247	0,63879731	0,31939866	
N42	N42	N41	30	0,00369247	0,1107741	0,05538705	0,09231175
	N42	N43	20	0,00369247	0,0738494	0,0369247	
N43	N43	N42	20	0,00369247	0,0738494	0,0369247	0,56310168
	N43	N44	245	0,00369247	0,90465515	0,45232758	
	N43	N46	40	0,00369247	0,1476988	0,0738494	
N44	N44	N43	245	0,00369247	0,90465515	0,45232758	0,94157985
	N44	N45	265	0,00369247	0,97850455	0,48925228	
N46	N46	N43	40	0,00369247	0,1476988	0,0738494	0,42278782
	N46	N47	31	0,00369247	0,11446657	0,05723329	
	N46	N64	158	0,00369247	0,58341026	0,29170513	
N47	N47	N46	31	0,00369247	0,11446657	0,05723329	0,34155348
	N47	N78	97	0,00369247	0,35816959	0,1790848	
	N47	N48	57	0,00369247	0,21047079	0,1052354	
N48	N48	N47	57	0,00369247	0,21047079	0,1052354	0,55940921
	N48	N49	42	0,00369247	0,15508374	0,07754187	
	N48	N55	204	0,00369247	0,75326388	0,37663194	
N49	N49	N48	42	0,00369247	0,15508374	0,07754187	0,85296057
	N49	N51	150	0,00369247	0,5538705	0,27693525	
	N49	N52	270	0,00369247	0,9969669	0,49848345	
N52	N52	N49	270	0,00369247	0,9969669	0,49848345	1,01173678
	N52	N53	150	0,00369247	0,5538705	0,27693525	
	N52	N54	128	0,00369247	0,47263616	0,23631808	
N55	N55	N48	204	0,00369247	0,75326388	0,37663194	1,17974417
	N55	N56	70	0,00369247	0,2584729	0,12923645	
	N55	N59	180	0,00369247	0,6646446	0,3323223	
	N55	N60	185	0,00369247	0,68310695	0,34155348	
N56	N56	N55	70	0,00369247	0,2584729	0,12923645	0,54094686
	N56	N57	123	0,00369247	0,45417381	0,22708691	
	N56	N58	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	
N61	N61	N2	70	0,00369247	0,2584729	0,12923645	0,50217592
	N61	N62	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	
	N61	N63	102	0,00369247	0,37663194	0,18831597	
N76	N76	N1	100	0,00369247	0,369247	0,1846235	0,43571146
	N76	N77	59	0,00369247	0,21785573	0,10892787	
	N76	N74	77	0,00369247	0,28432019	0,1421601	

Tableau (VIII.3) : Débits aux nœuds du centre-ville de Beni Amrane (zone Ouest de la ville)
(suite et fin)

Nœud	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Q_{sp} l/s/m	Q_r l/s	$0.5*Q_r$ l/s	Q_n l/s
N74	N74	N76	77	0,00369247	0,28432019	0,1421601	0,42094158
	N74	N72	53	0,00369247	0,19570091	0,09785046	
	N74	N75	98	0,00369247	0,36186206	0,18093103	
N72	N72	N74	53	0,00369247	0,19570091	0,09785046	0,55756297
	N72	N70	128	0,00369247	0,47263616	0,23631808	
	N72	N73	121	0,00369247	0,44678887	0,22339444	
N70	N70	N72	128	0,00369247	0,47263616	0,23631808	0,74403271
	N70	N68	120	0,00369247	0,4430964	0,2215482	
	N70	N71	155	0,00369247	0,57233285	0,28616643	
N68	N68	N70	120	0,00369247	0,4430964	0,2215482	0,80865093
	N68	N69	169	0,00369247	0,62402743	0,31201372	
	N68	N67	149	0,00369247	0,55017803	0,27508902	
		ΣLi	14516			ΣQ_n	26,79995
		$\Sigma Li / 2$	7258				

VIII.7. Dimensionnement du réseau

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation dans lesquelles les branchements seront piqués a fin d'alimentation les abonnés. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

VIII.7.1. Présentation du logiciel Epanet

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

Epanet calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

L'environnement de travail de base d'Epanet est affiché dans la figure (VIII.3) ci-après.

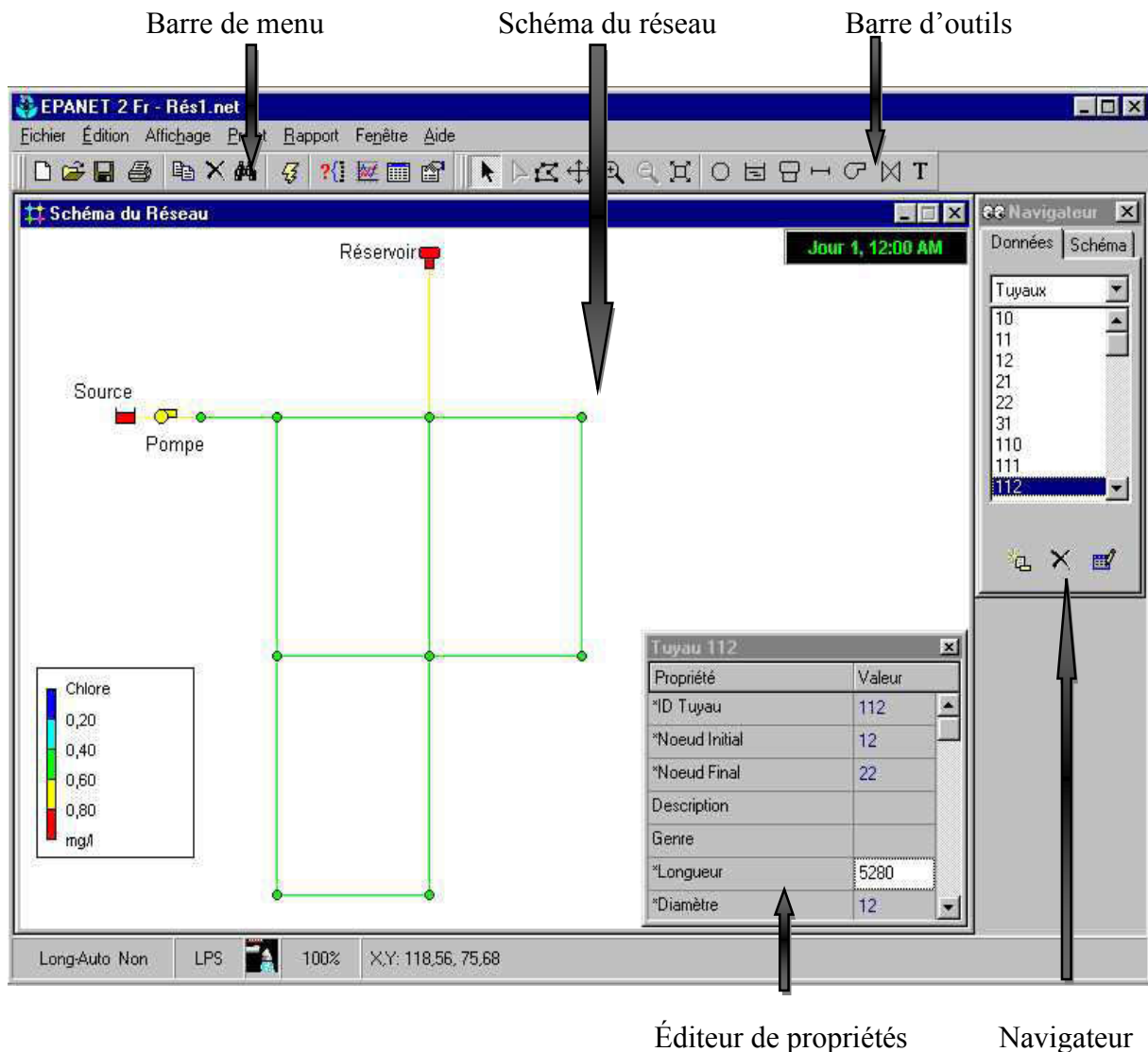


Figure (VIII.3) : Environnement de travail sur Epanet

VIII.7.2. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), nous avons lancé la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres des conduits, et afin de pouvoir calculer les vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 – 1.5], tout en sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars), alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont donnés dans l'annexe (02).

VIII.7.3. Etat des arcs après simulation

L'état des arcs du réseau après simulation est donné dans la figure (VIII.4) et le tableau (VIII.4) suivant :

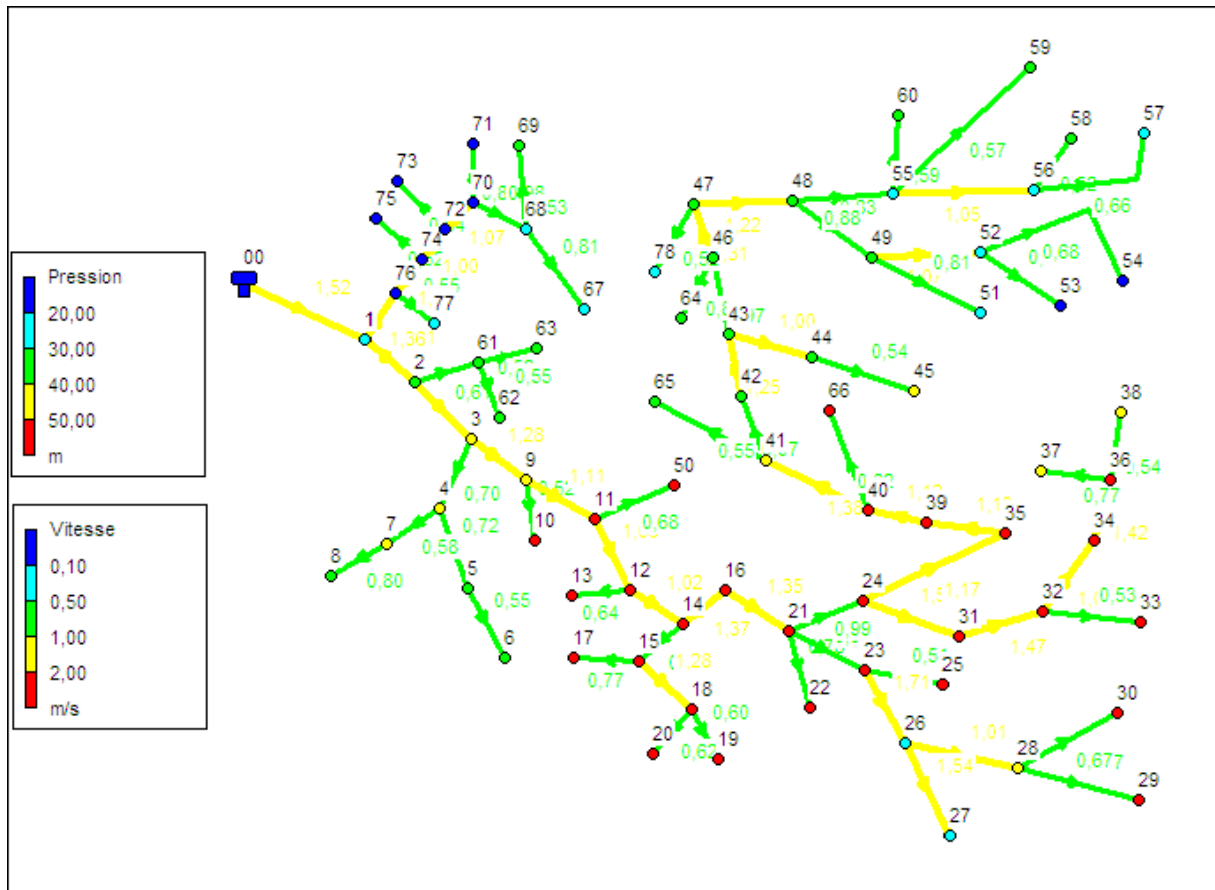


Figure (VIII.4) : Etat des arcs du réseau après simulation

Tableau (VIII.4) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe

ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)	ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)
Tuyau 2	200	176,2	26,4	1,31	8,06	Tuyau 12	200	176,2	25,91	1,06	5,46
Tuyau 3	200	176,2	26,25	1,26	7,48	Tuyau 13	32	27,2	0,37	0,64	21,66
Tuyau 4	75	63,8	2,22	0,7	8,71	Tuyau 14	200	176,2	24,95	1,02	5,09
Tuyau 5	40	34	0,65	0,72	20,15	Tuyau 15	75	63,8	2,91	0,91	14,25
Tuyau 6	25	21	0,19	0,55	23,13	Tuyau 16	20	16	0,16	0,77	59,99
Tuyau 7	63	42,6	0,83	0,58	10,41	Tuyau 17	50	42,6	1,83	1,28	43,89
Tuyau 8	25	21	0,28	0,8	45,24	Tuyau 18	32	27,2	0,35	0,6	19,62
Tuyau 9	200	176,2	28	1,28	8,15	Tuyau 19	32	27,2	0,36	0,62	20,63
Tuyau 10	25	21	0,18	0,52	21,02	Tuyau 20	160	141	21,41	1,37	11,45
Tuyau 11	200	176,2	26,14	1,11	5,95	Tuyau 21	160	141	21,12	1,35	11,16

Tableau (VIII.4) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe (suite)

ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)	ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)
Tuyau 22	160	141	21,12	1,35	11,16	Tuyau 48	40	34	0,49	0,54	12,16
Tuyau 23	20	16	0,16	0,78	61,37	Tuyau 49	110	96,8	7,17	0,97	9,63
Tuyau 24	160	141	15,29	0,98	6,15	Tuyau 50	25	21	0,29	0,84	49,11
Tuyau 25	90	79,2	4,89	0,99	12,72	Tuyau 51	90	79,2	6,46	1,31	21,24
Tuyau 26	25	21	0,17	0,51	20	Tuyau 52	20	16	0,1	0,52	30,12
Tuyau 27	63	53,6	3,86	1,71	56,07	Tuyau 53	90	79,2	6,01	1,22	18,62
Tuyau 28	63	53,6	2,28	1,01	21,31	Tuyau 54	75	63,8	2,65	0,83	12
Tuyau 29	20	16	0,31	1,54	209,65	Tuyau 55	50	42,6	1,52	1,07	31,37
Tuyau 30	32	27,2	0,33	0,57	17,67	Tuyau 56	25	21	0,28	0,81	46,12
Tuyau 31	40	34	0,61	0,67	17,98	Tuyau 57	25	21	0,28	0,8	45,24
Tuyau 32	63	53,6	3,49	1,55	46,59	Tuyau 58	25	21	0,24	0,68	33,98
Tuyau 33	63	53,6	3,31	1,47	42,25	Tuyau 59	75	63,8	2,8	0,88	13,24
Tuyau 35	63	53,6	2,35	1,04	22,46	Tuyau 60	32	27,2	0,34	0,59	18,63
Tuyau 36	125	110,2	11,12	1,17	11,43	Tuyau 61	40	34	0,95	1,05	40
Tuyau 38	50	42,6	2,03	1,42	52,95	Tuyau 62	25	21	0,18	0,52	21,02
Tuyau 39	40	27,2	0,45	0,77	30,75	Tuyau 63	25	21	0,23	0,66	32,46
Tuyau 40	40	34	0,49	0,54	12,16	Tuyau 64	32	27,2	0,33	0,57	17,67
Tuyau 41	125	110,2	10,77	1,13	10,78	Tuyau 65	32	27,2	0,32	0,55	16,73
Tuyau 42	125	110,2	10,63	1,12	10,63	Tuyau 66	50	42,6	0,87	0,61	11,45
Tuyau 44	110	96,8	10,15	1,38	18,24	Tuyau 67	25	21	0,18	0,52	21,02
Tuyau 45	125	110,2	9,26	0,97	8,16	Tuyau 68	25	21	0,19	0,55	23,13
Tuyau 46	110	96,8	9,16	1,25	15,12	Tuyau 69	75	63,8	4,35	1,36	29,71
Tuyau 47	50	42,6	1,43	1	28,04	Tuyau 70	20	16	0,11	0,55	32,68

Tableau (VIII.4) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe (suite et fin)

ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)	ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)
Tuyau 71	75	63,8	3,8	1,19	23,17	Tuyau 78	25	21	0,28	0,81	46,12
Tuyau 72	32	21	0,18	0,52	21,02	Tuyau 79	40	34	0,48	0,53	11,72
Tuyau 73	75	63,8	3,2	1	16,93	Tuyau 1	200	276,2	0,4	0,68	29,19
Tuyau 74	32	21	0,22	0,64	29,99	Tuyau 21	20	16	0,12	0,62	49,25
Tuyau 75	63	53,6	2,42	1,07	23,83	Tuyau 34	200	176,2	10,02	1,52	12,58
Tuyau 76	40	21	0,28	0,81	46,12	Tuyau 37	25	21	0,28	0,81	46,12
Tuyau 77	50	42,6	1,4	0,98	26,91						

Remarques

Nous utilise dans le présent réseau des diamètres allant de 20 à 200 mm en PEHD PN 10. La majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

VIII.7.4. État des nœuds après simulation

L'état des nœuds du réseau après simulation est représenté dans la figure (VIII.5) et le tableau (VIII.5) ci-dessous:

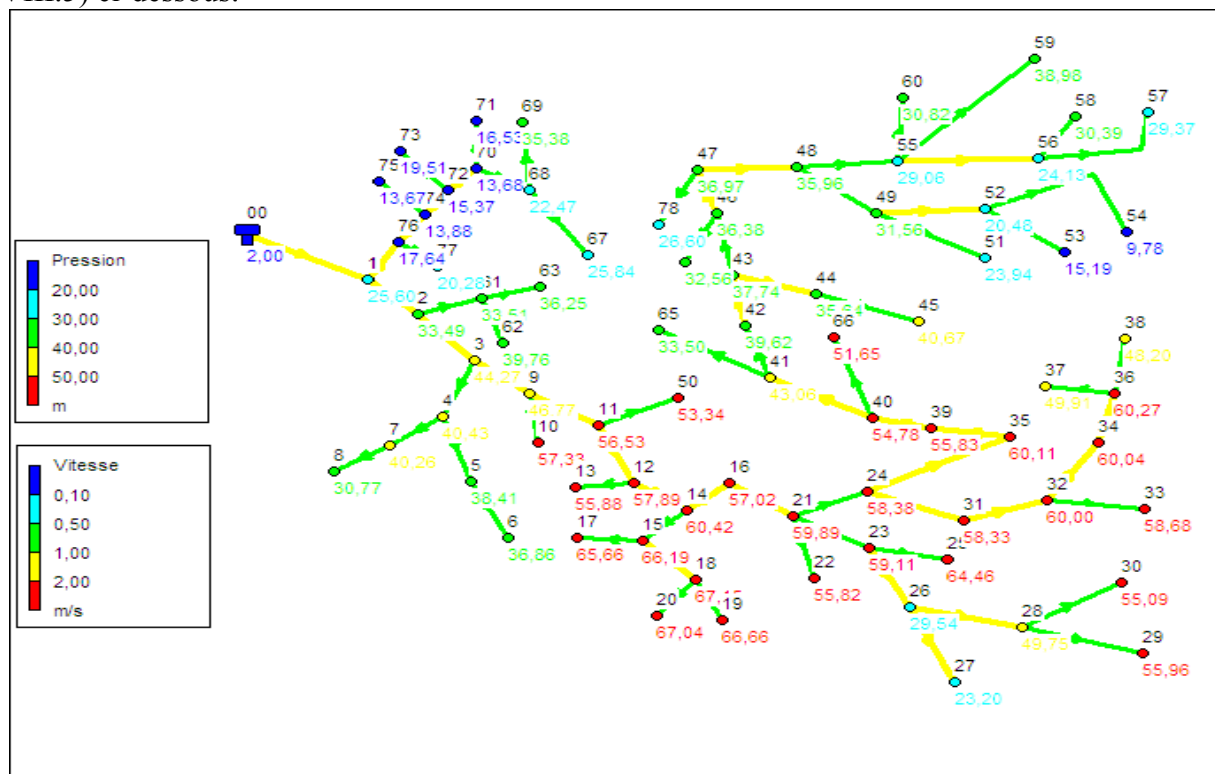


Figure (VIII.5) : Etat des nœuds du réseau après simulation

Tableau (VIII.5) : Etat des nœuds du réseau à l'heure de pointe

Nœud	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	Nœud	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	0,68	202,48	25,6	Nœud 26	1,27	179,54	29,54
Nœud 2	0,38	202,01	33,49	Nœud 27	0,31	144,1	23,2
Nœud 3	0,51	201,44	44,27	Nœud 28	1,34	174,85	49,75
Nœud 4	0,75	200,58	40,43	Nœud 29	0,33	171,72	55,96
Nœud 5	0,46	197,55	38,41	Nœud 30	0,61	168,91	55,09
Nœud 6	0,19	195,19	36,86	Nœud 31	0,18	194,67	58,33
Nœud 7	0,55	199,01	40,26	Nœud 32	0,49	191,63	60
Nœud 8	0,28	192,23	30,77	Nœud 33	0,48	190,46	58,68
Nœud 9	0,68	200,62	46,77	Nœud 34	0,32	189,59	60,04
Nœud 10	0,18	198,52	57,33	Nœud 35	0,35	194,34	60,11
Nœud 11	0,84	199,61	56,53	Nœud 36	1,09	185,35	60,27
Nœud 12	0,59	199,23	57,89	Nœud 37	0,45	177,88	49,91
Nœud 13	0,37	194,9	55,88	Nœud 38	0,49	182,12	48,2
Nœud 14	0,62	198,97	60,42	Nœud 39	0,13	193,8	55,83
Nœud 15	0,93	196,12	66,19	Nœud 40	0,36	193,57	54,78
Nœud 16	0,29	198	57,02	Nœud 41	0,57	191,62	43,06
Nœud 17	0,16	191,08	65,66	Nœud 42	0,09	191,37	39,62
Nœud 18	1,12	186,47	67,15	Nœud 43	0,56	191,07	37,74
Nœud 19	0,35	182,74	66,66	Nœud 44	0,94	184,2	35,64
Nœud 20	0,36	182,42	67,04	Nœud 45	0,49	180,98	40,67
Nœud 21	0,79	197,18	59,89	Nœud 46	0,42	190,68	36,38
Nœud 22	0,16	191,97	55,82	Nœud 47	0,34	190,02	36,97
Nœud 23	0,85	196,36	59,11	Nœud 48	0,56	188,96	35,96
Nœud 24	0,68	195,93	58,38	Nœud 49	0,85	188,46	31,56
Nœud 25	0,17	194,46	64,46	Nœud 51	0,28	181,54	23,94

Tableau (VIII.5) : Etat des nœuds du réseau après simulation (suite et fin)

Nœud	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	Nœud	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 52	1,01	179,99	20,48	Nœud 76	0,44	199,51	17,64
Nœud 53	0,28	173,2	15,19	Nœud 74	0,42	197,73	13,88
Nœud 54	0,24	175,64	9,78	Nœud 75	0,18	195,67	13,67
Nœud 55	1,18	186,26	29,06	Nœud 72	0,56	196,83	15,37
Nœud 56	0,54	183,46	24,13	Nœud 73	0,22	193,2	19,51
Nœud 57	0,23	179,47	29,37	Nœud 70	0,74	193,78	13,68
Nœud 58	0,18	181,36	30,39	Nœud 71	0,28	186,63	16,53
Nœud 59	0,33	183,08	38,98	Nœud 68	0,81	190,55	22,47
Nœud 60	0,34	182,82	30,82	Nœud 69	0,31	187,88	35,38
Nœud 64	0,29	182,92	32,56	Nœud 67	0,28	183,68	25,84
Nœud 78	0,1	187,1	26,6	Nœud 63	0,19	198,85	36,25
Nœud 65	0,32	188,72	33,5	Nœud 50	0,4	193,34	53,34
Nœud 61	0,5	201,21	33,51	Nœud 66	0,12	190,22	51,65
Nœud 62	0,18	199,1	39,76	Réservoir00	26,8	205	2
Nœud 77	0,11	197,58	20,28				

VIII.7.5. Cas de pointe plus incendie

Ce cas nous permet de vérifier par simulation le choix des diamètres effectué par la vérification de la condition d'incendie, suivant les étapes ci-dessous :

- Il s'agit de refaire la simulation du réseau avec les mêmes diamètres en rajoutant un ou plusieurs débits d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau ;
- Le nombre des débits d'incendie à rajouter dépend de l'importance de la ville et son risque aux incendies ;
- La distance maximale entre deux poteaux d'incendie est de 400m ;
- Le diamètre minimal de la conduite où le poteau d'incendie sera installé est 100mm, ou mieux 125mm ;
- Il faut vérifier que les vitesses dans tous les tronçons soient inférieures à 2.5 m/s et que les pressions dans tous les nœuds est supérieure à 10m ;
- Si ces conditions ne sont pas vérifiées, nous modifions les diamètres de certains tronçons et nous recommençons du début.

Dans notre zone d'étude, nous prévoyons d'installer deux poteaux d'incendie sur les tronçons (24-35) ; (43-46). Ceci nous amène à injecter un débit de 17 l/s au nœud (35) et (46).

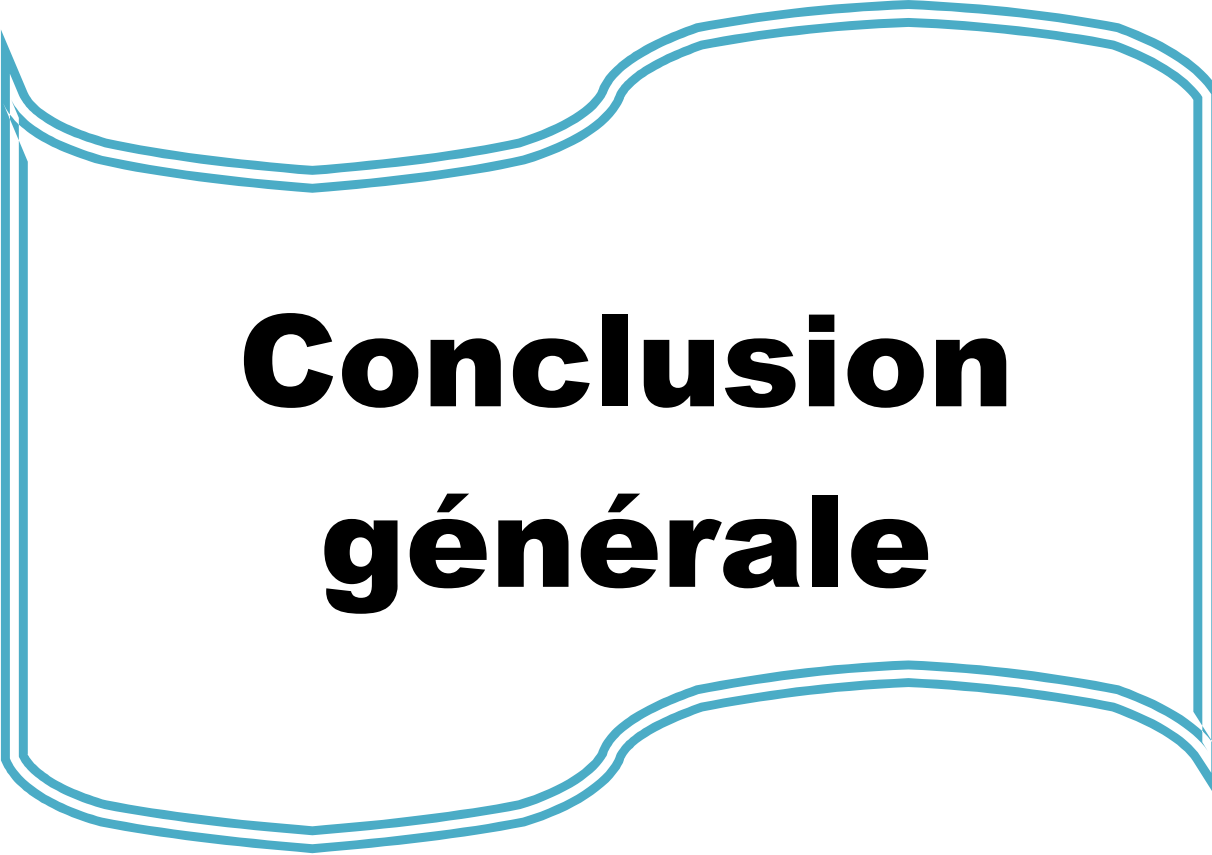
Après injection du débit d'incendie au nœud (35), nous constatons que les vitesses dans le tronçon (24-35) sont supérieures à 2.5 m/s et les pressions inférieures à 10 m (Voir annexe 09). La solution proposée est de changer leurs diamètres de façon à satisfaire les vitesses et les pressions. Le comportement des arcs et des nœuds est représenté dans l'annexe 10.

Après injection du débit d'incendie au nœud (46), nous trouvons que les vitesses dans les tronçons (24-35), (35-39), (39-40), (40-41), (41-42), (42-43) et (43-46) sont supérieures à 2.5m/s et des pressions inférieures à 10 m (Voir annexe 11). Nous proposons également de changer leurs diamètres pour que les vitesses et les pressions soient acceptables. Le comportement des arcs et des nœuds est donné dans l'annexe 12.

Les résultats pour le cas de point avec le changement des diamètres sont donnés dans les annexes 13, 14 et 15.

VIII.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution de la zone Ouest du centre-ville de Beni Amrane. Le réseau est de type ramifié. Nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons (PEHD PN10) tout en vérifiant les paramètres : vitesse et pression au niveau des tronçons et des nœuds. Au cours de ces calculs, nous avons également déterminé les différents débits (Q_p , Q_s , Q_r et Q_n) et les données nécessaires (longueur et diamètre des conduites, altitudes des nœuds...) à l'aide du logiciel EPANET.



Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons réalisé une étude de diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Beni Amrane (ACL), willaya de Boumerdès. Au cours de cette étude, nous avons constaté que le réseau d'AEP de la commune de Beni Amran est complètement dépourvu de contrôle et de gestion. En se basant sur plusieurs photographies, nous avons pu cerner certains problèmes dont souffre le système que nous avons essayé de traiter.

Après avoir fait une estimation de la population de la commune de Beni Amrane et les zones alimentées par la station centrale de Souk El Had à l'horizon 2048. Nous avons constaté que la population sera de **66605** habitants. Quant aux besoins en eau, ils seront à l'ordre de **14765.76 m³/j**, soit (170.9 l/s). Tandis que le réseau en place fournit un débit de **11059.2 m³/j**, soit (128 l/s). Cette différence représente un déficit de **3706.56 m³/j**, soit (42.9 l/s). Ce déficit sera comblé par un apport supplémentaire à partir du barrage de Taksebt (SPET).

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons proposé l'ajout de quatre nouveaux réservoirs jumelés avec les réservoirs existants, (**R800m³**) à la station centrale de Souk El Had, (**R800m³**) à El Kelaa, (**R550m³**) à Talmat et (**R750m³**) à Beni Amrane.

En ce qui concerne le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur la fonte ductile (**PN40**) et (**PN30**) de diamètres de **350 mm** et **450 mm**, respectivement, pour la partie refoulement, le PEHD (**PN06**) de diamètre de **250 mm** pour le tronçon gravitaire de Talmat vers Beni Amrane, tout en tenant compte du côté technique et économique.

Ensuite, un choix des pompes a été effectué en se basant sur la détermination du point de fonctionnement et de l'énergie la plus économique. Afin de protéger les pompes du phénomène de cavitation, nous avons fait les calculs nécessaires. Ce choix a été établi à l'aide du catalogue CAPRARI. Ceci nous a conduit à l'adoption des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les deux stations de pompage ayant chacune une pompe de secours.

L'analyse du phénomène du coup de bélier a montré qu'il peut s'introduire dans certains tronçons. Pour les conduites de refoulement, les résultats ont montré que la protection est nécessaire. De ce fait, nous avons dimensionné des réservoirs d'air ayant les capacités **1m³** et **4.5m³** pour les tronçons Souk El Had vers El Kelaa et El Kelaa vers Talmat, respectivement. Pour ce qui est des conduites gravitaires, nous préconisons une fermeture lente des vannes pour éviter l'apparition de ce phénomène.

Concernant la distribution, nous avons pris pour exemple la zone Ouest de la ville qui présente un réseau d'une ossature ramifiée. Nous avons dimensionné les différents tronçons à l'aide du logiciel EPANET. A l'issue des résultats obtenus, nous avons constaté que les vitesses sont comprises entre **0.4m/s** et **1.5m/s**, et les pressions entre **10m** et **67m**. Il convient de signaler que le matériau choisi est le PEHD (**PN 10**).



Bibliographie

Références bibliographiques

- [1] **Données (population et équipements existants)** : Plans directeur d'aménagements et d'urbanisme de la commune de Beni Amrane, Wilaya Boumerdes
- [2] Information requise auprès de la direction des ressources en eau de la wilaya de Boumerdès
- [3] **DUPONT, A.** : Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.
- [4] **KACET, A. et NAIT OUSLIMANE, S.** : Etude de renforcement du réseau d'AEP du centre Bourached et ses environs wilaya d'Ain Defla –adduction et distribution).Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.
- [5] **F. VALIRON**, «Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement,» Ecole nationale des ponts et des chaussés, 1989.
- [6] **F. VALIRON**, «Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1,» Edition technique et documentation Lavoisier, 1994.
- [7] **ALIANE, A. et AMRIOUT, A.** : «Diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Tinebder (Wilaya de Bejaïa)». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.
- [8] **BENDAHMANE, I. et OUBELGHA, N.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou)». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2007.
- [9] CATALOGUE BAYARD.
- [10] **LABORDE, J.P.** : "Eléments d'Hydraulique générale". Edition 2000.
- [11] **BRIERE, F. G.** : Distribution et collecte des eaux, Edition presses internationales polytechniques, 2012.



Annexes

Annexe 01: Régime de la consommation des agglomérations

Régime de la consommation des agglomérations												
Heure du jour	1,2	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0-1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,95	1,00	1,20
3-4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4-5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14-15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15-16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16-17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17-18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23-24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

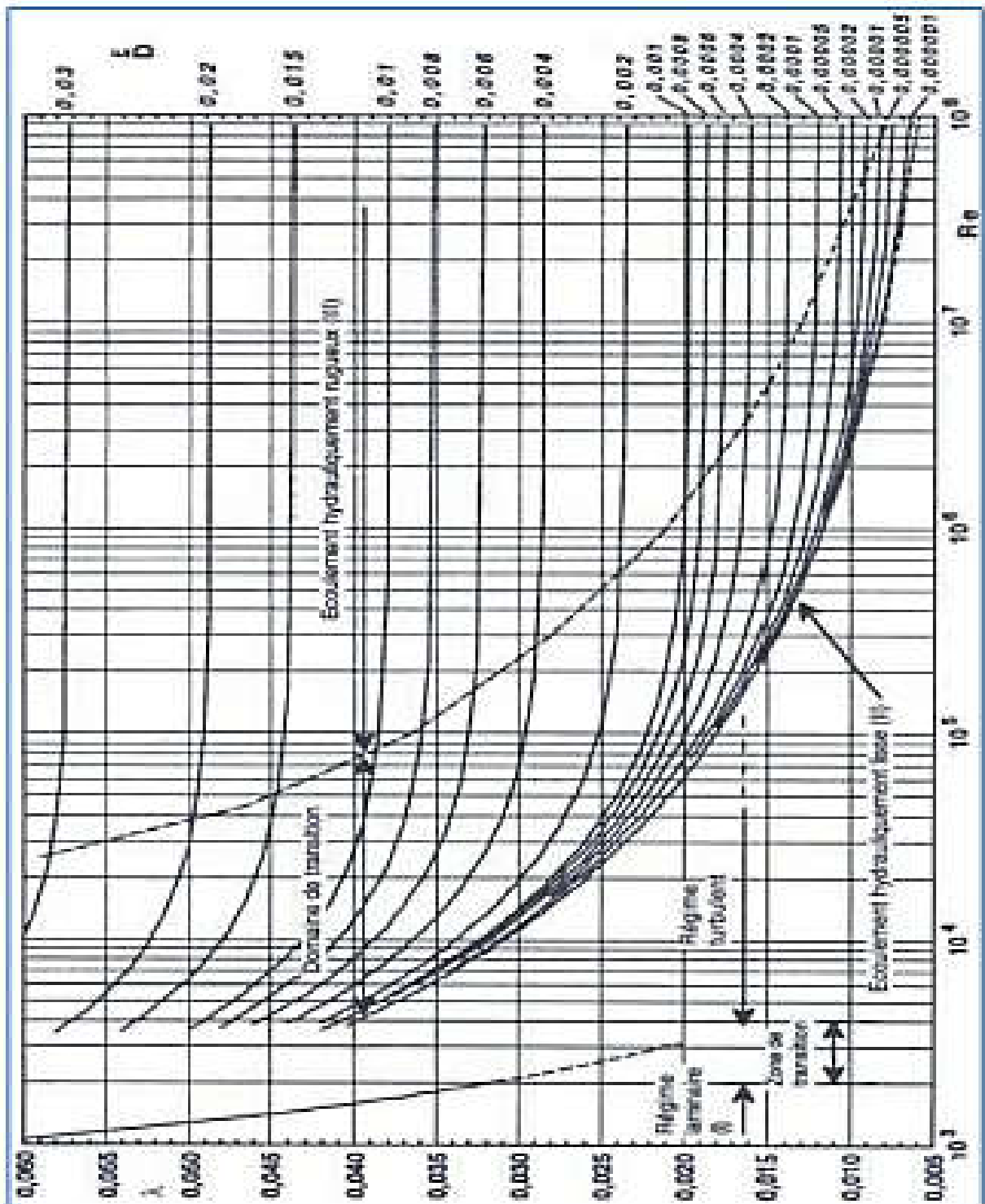
Annexe 02 : Caractéristiques et prix des conduites en PEHD

	PN 06		PN 10		PN 16		PN 20	
diamètre extérieur	épaisseur	diamètre intérieur	épaisseur	diamètre intérieur	épaisseur	diamètre intérieur	épaisseur	diamètre intérieur
20					2,3	15,4	2,3	15,4
25			2,5	20	2,8	19,4	3	19
32			2,5	27	3,6	24,8	3,6	24,8
40	2	36	3	34	4,5	31	4,5	31
50	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8	5,6	38,8
63	3	57	4,7	53,6	7,1	48,8	7,1	48,8
75	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2	8,4	58,2
90	4,3	81,4	5,4	79,2	8,2	73,6	10,1	69,8
110	4	102	6,6	96,8	10	90	12,3	85,4
125	4,5	116	7,4	110,2	11,4	102,2	14	97
160	5,8	148,4	9,5	141	14,6	130,8	17,9	124,2
200	7,2	185,6	11,9	176,2	18,2	163,6	22,4	155,2
250	9,1	231,8	14,8	220,4	22,7	204,6	27,9	194,2
315	11,4	292,2	18,7	277,6	28,6	257,8	35,2	264,6
400	14,5	371	23,7	352,6	36,3	327,4	44,7	310,6

Annexe 03 : Caractéristiques et prix des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Pression nominal (bars)	Prix unitaire (DA)
100	40	2800
125	40	3000
150	40	3300
200	40	3800
250	40	5750
300	40	6500
350	30	8750
400	30	11000
450	30	15300
500	30	19600
600	30	20300
700	25	24000

Annexe 04 : Diagramme de MOODY



Annexe 05 : Courbe caractéristique de la pompe SP Souk EL- Had



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV = ISO 9001:2000 = ISO 14001:2004

PM 150/ 6 D

Caractéristiques requises

Débit	171 l/s
Hauteur de refoulement	116 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	86,2 l/s
Hauteur de refoulement	116 m
Puissance absorbée	133 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	176 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1490 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	160 kW
Intensité nominale	268 A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

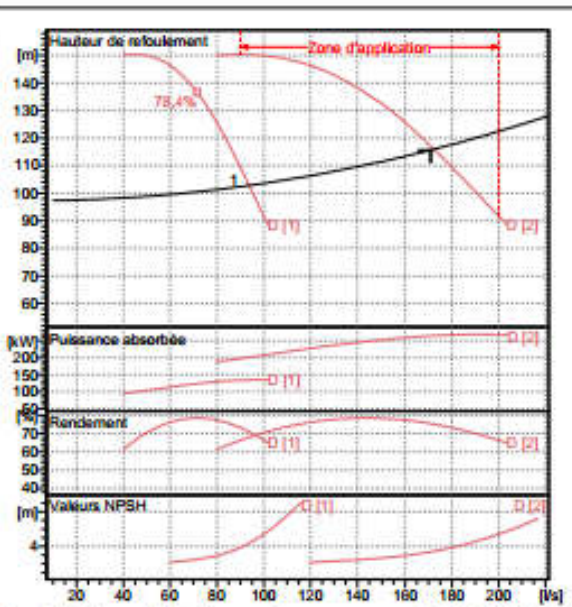
Démarrages / h max.	5
Température max. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW

Caractéristiques générales

Poids	2034 kg
-------	---------

Matériaux

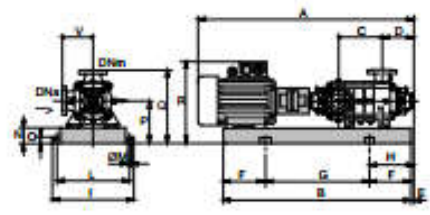
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	176			
86.2	116	133	75	
171	90			

- Dimensions mm
- A = 2885
 - B = 2467
 - C = 880
 - D = 351
 - DNa = 200/PN8-25
 - DNm = DN 150 (UNI PN40)
 - E = 241
 - F = 400
 - G = 1667
 - H = 841
 - I = 870
 - L = 820
 - M = 20
 - N = 180
 - O = 42
 - P = 475
 - Q = 845
 - R = 941
 - V = 370



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
04.05.2018	1		

Annexe 06 : Courbe caractéristique de la pompe SP El-Kelaa



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV = ISO 9001:2000 = ISO 14001:2004

PM 150/ 5 A	
Caractéristiques requises	
Débit	108 l/s
Hauteur de refoulement	103 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

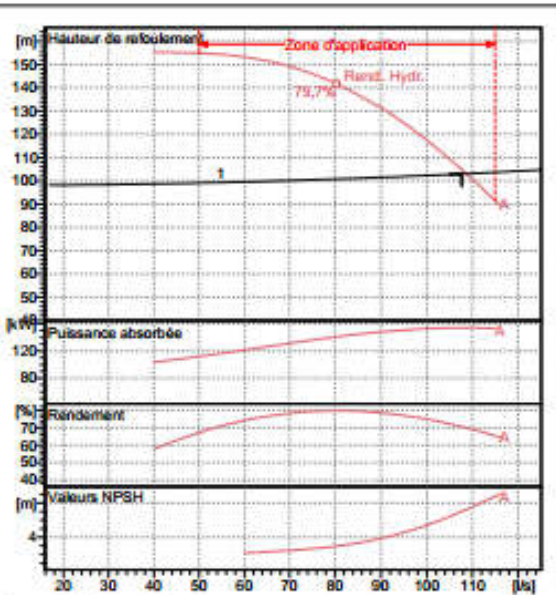
Caractéristiques de la pompe	
Débit	108 l/s
Hauteur de refoulement	103 m
Puissance absorbée	154 kW
Rendement	70,6%
Hauteur manométrique H(Q=D)	183 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	203 A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	348 kW

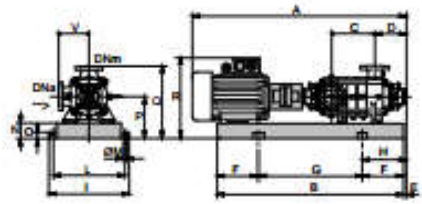
Caractéristiques générales	
Poids	2253 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



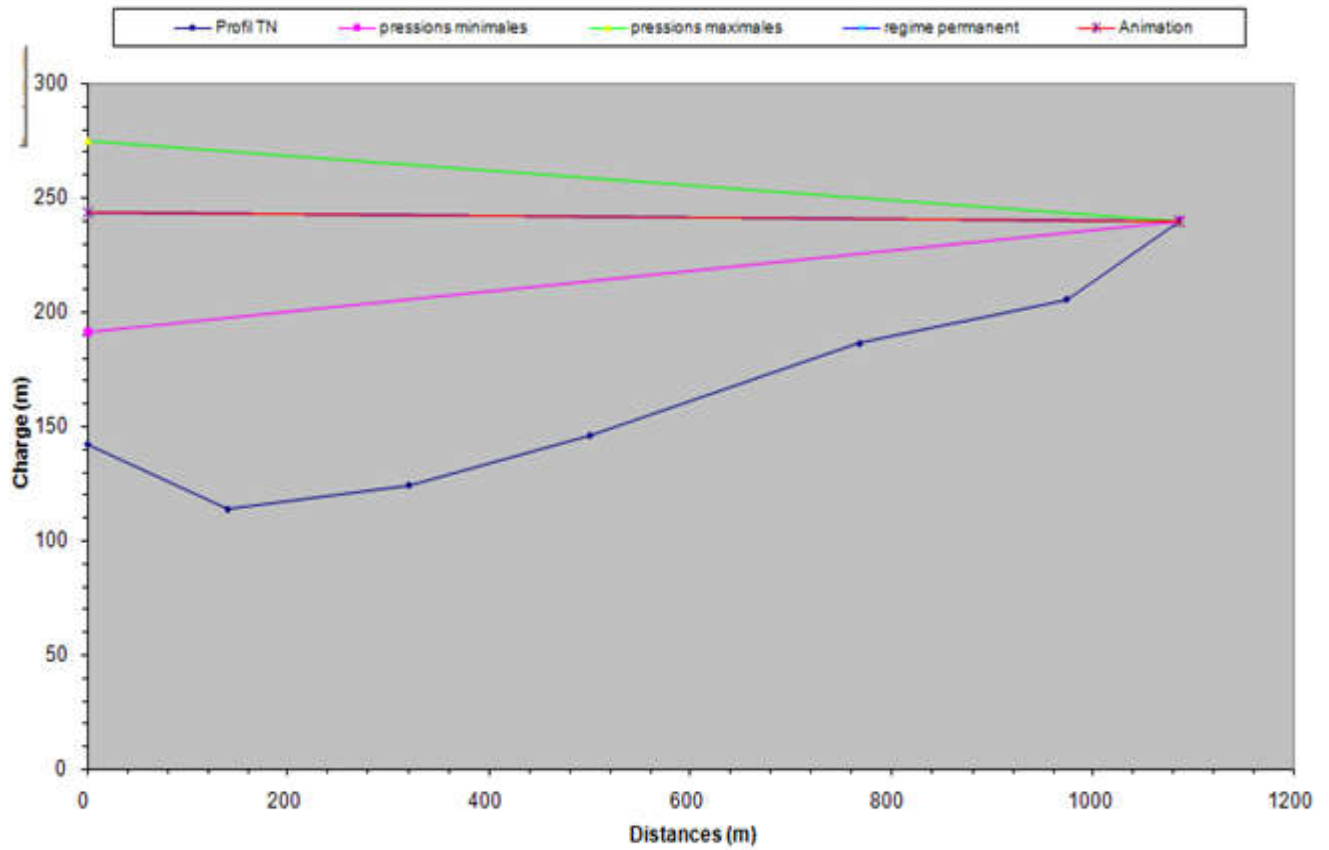
Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

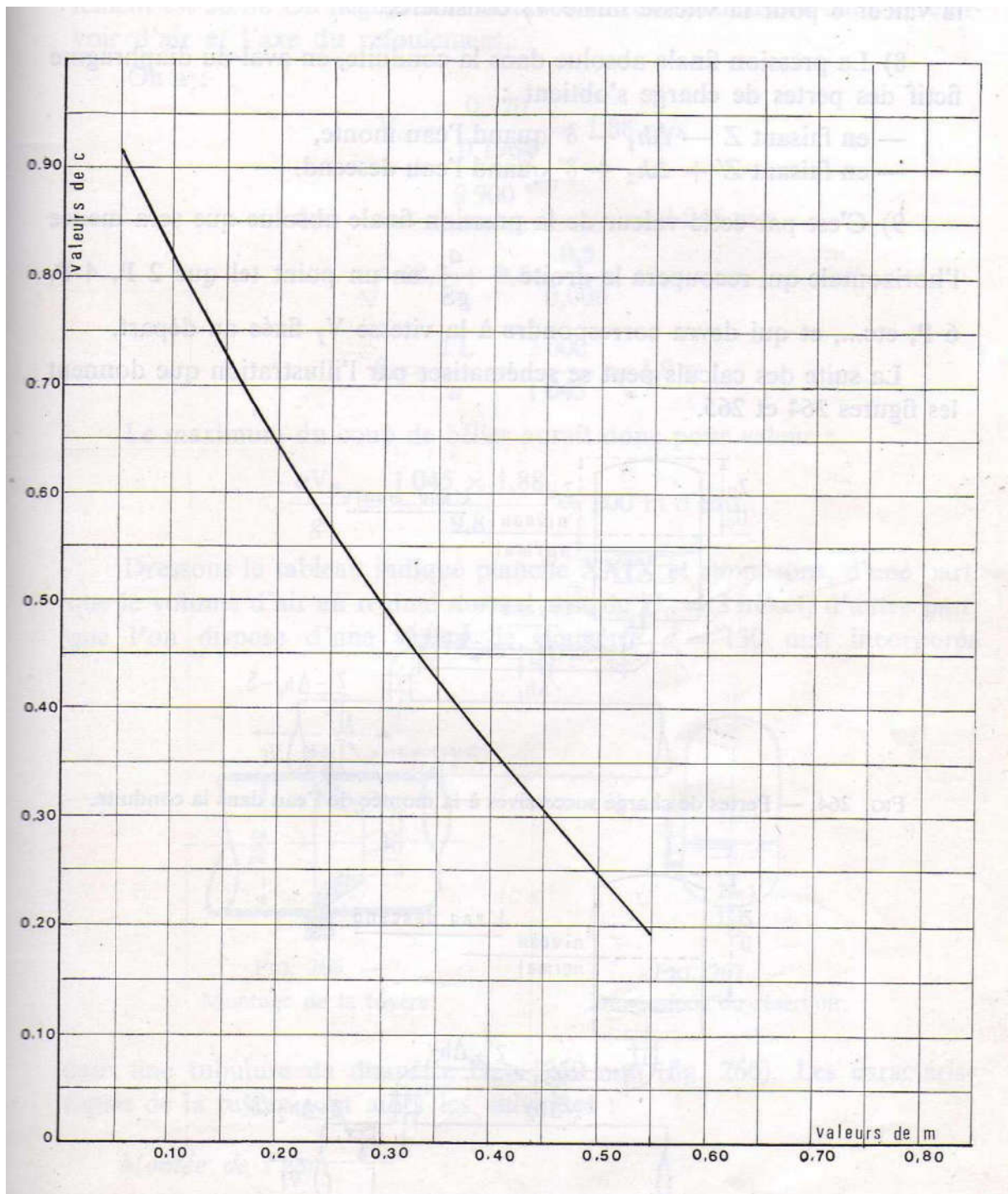
- Dimensions mm
- A = 2942
 - B = 2342
 - C = 735
 - D = 351
 - DNa = 250/PN40-25
 - DNm = DN 150 (UNI PN40)
 - E = 241
 - F = 400
 - G = 1542
 - H = 841
 - I = 870
 - L = 820
 - M = 20
 - N = 160
 - O = 42
 - P = 475
 - Q = 845
 - R = 941
 - V = 370



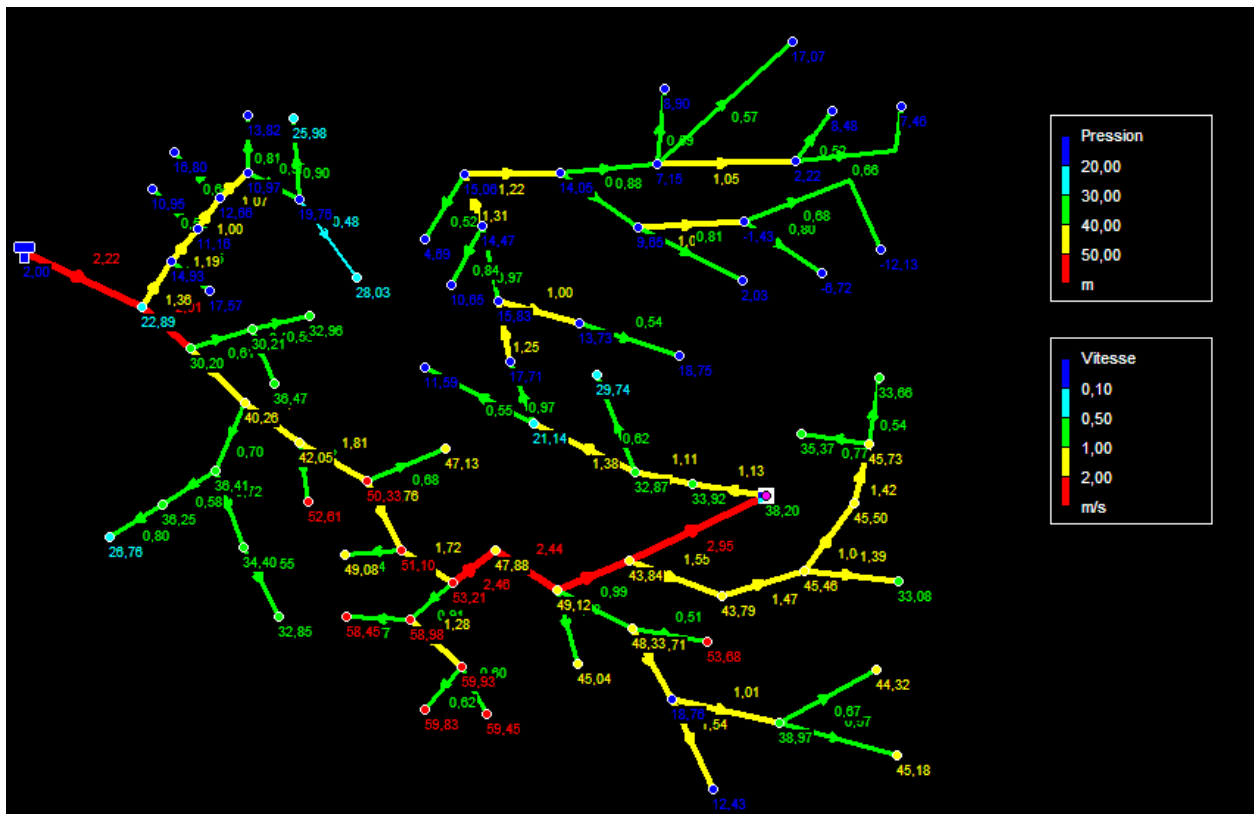
Notes:			
Date 04.05.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe 07 : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon de El Kelaa vers Talmat

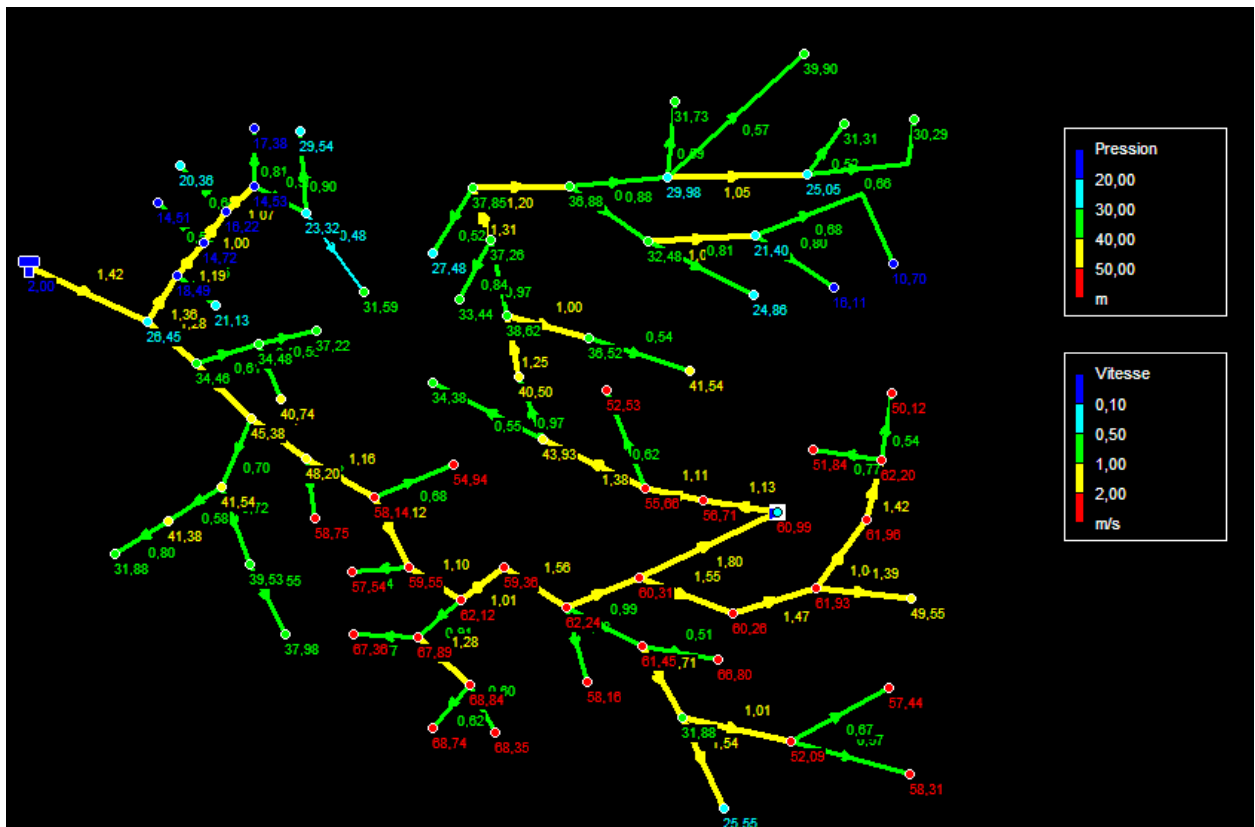


Annexe 08 : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

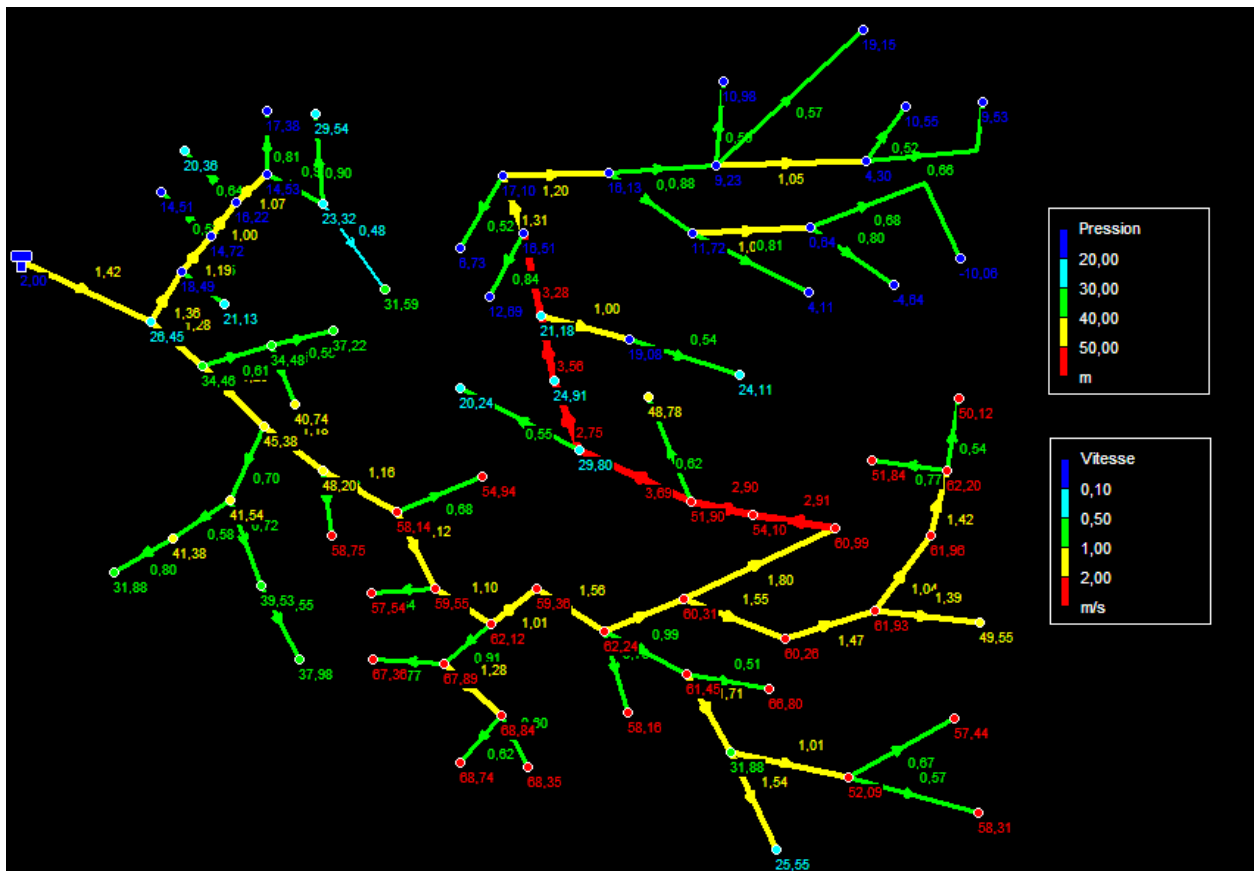
Annexe 09 : Résultats de la simulation après l'injection du débit d'incendie au nœud 35



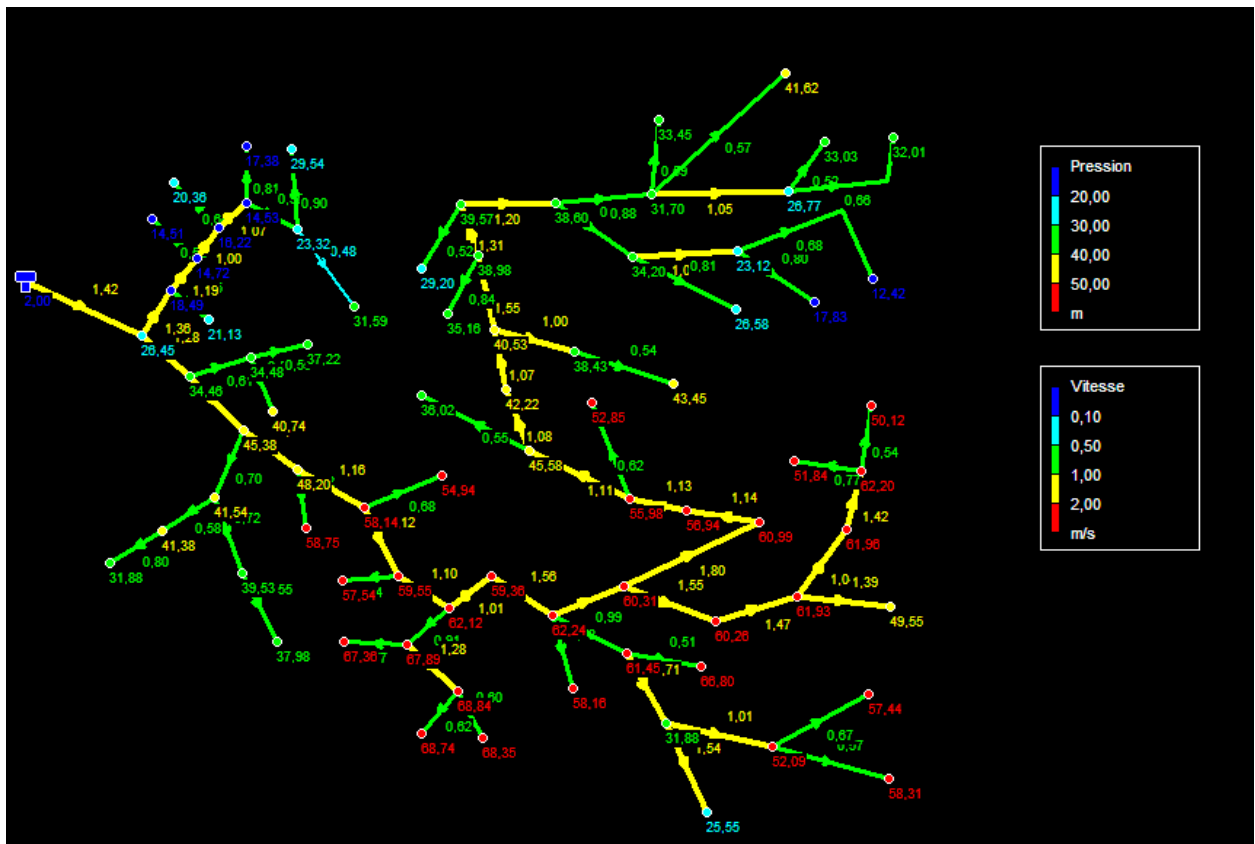
Annexe 10 : Résultats de la simulation après le changement des diamètres (nœud 35)



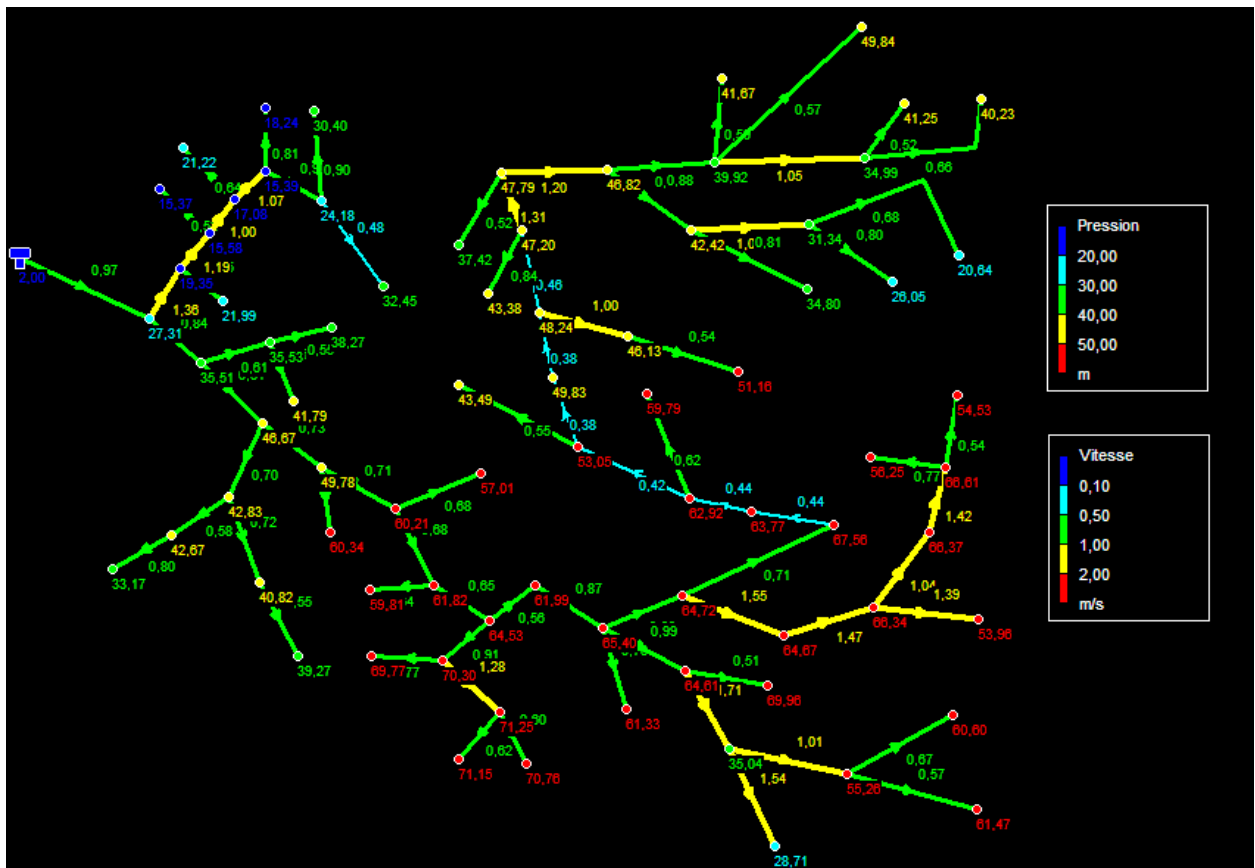
Annexe 11 : Résultats de la simulation après l'injection du débit d'incendie au nœud 46



Annexe 12 : Résultats de la simulation après le changement des diamètres (nœud 46)



Annexe 13 : Résultats de la simulation dans le cas de pointe après le changement des diamètres



Annexe 14 : Etat des nœuds du réseau à l'heure de pointe après le changement des diamètres

Nœud	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	Nœud	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	0,68	204,19	27,31	Noeud 41	0,57	201,61	53,05
Noeud 2	0,38	204,03	35,51	Noeud 42	0,09	201,58	49,83
Noeud 3	0,51	203,84	46,67	Noeud 43	0,56	201,57	48,24
Noeud 4	0,75	202,98	42,83	Noeud 44	0,94	194,69	46,13
Noeud 5	0,46	199,96	40,82	Noeud 45	0,49	191,47	51,16
Noeud 6	0,19	197,6	39,27	Noeud 46	0,42	201,5	47,2
Noeud 7	0,55	201,42	42,67	Noeud 47	0,34	200,84	47,79
Noeud 8	0,28	194,63	33,17	Noeud 48	0,56	199,82	46,82
Noeud 9	0,68	203,63	49,78	Noeud 49	0,85	199,32	42,42
Noeud 10	0,18	201,53	60,34	Noeud 51	0,28	192,4	34,8
Noeud 11	0,84	203,29	60,21	Noeud 52	1,01	190,85	31,34
Noeud 12	0,59	203,16	61,82	Noeud 53	0,28	184,06	26,05
Noeud 13	0,37	198,83	59,81	Noeud 54	0,24	186,5	20,64
Noeud 14	0,62	203,08	64,53	Noeud 55	1,18	197,12	39,92
Noeud 15	0,93	200,23	70,3	Noeud 56	0,54	194,32	34,99
Noeud 16	0,29	202,97	61,99	Noeud 57	0,23	190,33	40,23
Noeud 17	0,16	195,19	69,77	Noeud 58	0,18	192,22	41,25
Noeud 18	1,12	190,57	71,25	Noeud 59	0,33	193,94	49,84
Noeud 19	0,35	186,84	70,76	Noeud 60	0,34	193,67	41,67
Noeud 20	0,36	186,53	71,15	Noeud 64	0,29	193,74	43,38
Noeud 21	0,79	202,69	65,4	Noeud 78	0,1	197,92	37,42
Noeud 22	0,16	197,48	61,33	Noeud 65	0,32	198,71	43,49
Noeud 23	0,85	201,86	64,61	Noeud 61	0,5	203,23	35,53
Noeud 24	0,68	202,27	64,72	Noeud 62	0,18	201,13	41,79
Noeud 25	0,17	199,96	69,96	Noeud 77	0,11	199,29	21,99
Noeud 26	1,27	185,04	35,04	Noeud 76	0,44	201,22	19,35
Noeud 27	0,31	149,61	28,71	Noeud 74	0,42	199,43	15,58
Noeud 28	1,34	180,36	55,26	Noeud 75	0,18	197,37	15,37
Noeud 29	0,33	177,23	61,47	Noeud 72	0,56	198,54	17,08
Noeud 30	0,61	174,42	60,6	Noeud 73	0,22	194,91	21,22
Noeud 31	0,18	201,01	64,67	Noeud 70	0,74	195,49	15,39
Noeud 32	0,49	197,97	66,34	Noeud 71	0,28	188,34	18,24
Noeud 33	0,48	185,74	53,96	Noeud 68	0,81	192,26	24,18
Noeud 34	0,32	195,92	66,37	Noeud 69	0,31	182,9	30,4
Noeud 35	0,35	201,79	67,56	Noeud 67	0,28	190,29	32,45
Noeud 36	1,09	191,69	66,61	Noeud 63	0,19	200,87	38,27
Noeud 37	0,45	184,22	56,25	Noeud 50	0,4	197,01	57,01
Noeud 38	0,49	188,45	54,53	Noeud 66	0,12	198,36	59,79
Noeud 39	0,13	201,74	63,77	Réservoir	26.8	205	2
Noeud 40	0,36	201,71	62,92				

Annexe 15 : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe après le changement des diamètres

ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)	ID Arc	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.U (m/Km)
Tuyau 2	250	220,4	26,3	0,84	2,69	Tuyau 45	200	176,2	9,26	0,38	0,84
Tuyau 3	250	220,4	25,74	0,81	2,5	Tuyau 46	200	176,2	9,16	0,38	0,82
Tuyau 4	75	63,8	2,22	0,7	8,71	Tuyau 47	50	42,6	1,43	1	28,04
Tuyau 5	40	34	0,65	0,72	20,15	Tuyau 48	40	34	0,49	0,54	12,16
Tuyau 6	25	21	0,19	0,55	23,13	Tuyau 49	160	141	7,17	0,46	1,55
Tuyau 7	63	42,6	0,83	0,58	10,41	Tuyau 50	25	21	0,29	0,84	49,11
Tuyau 8	25	21	0,28	0,8	45,24	Tuyau 51	90	79,2	6,46	1,31	21,24
Tuyau 9	250	220,4	28	0,73	2,11	Tuyau 52	20	16	0,1	0,52	30,12
Tuyau 10	25	21	0,18	0,52	21,02	Tuyau 53	90	79,8	6,01	1,2	17,95
Tuyau 11	250	220,4	24,14	0,71	1,99	Tuyau 54	75	63,8	2,65	0,83	12
Tuyau 12	250	220,4	23,91	0,68	1,83	Tuyau 55	50	42,6	1,52	1,07	31,37
Tuyau 13	34	27,2	0,37	0,64	21,66	Tuyau 56	25	21	0,28	0,81	46,12
Tuyau 14	250	220,4	22,95	0,65	1,71	Tuyau 57	25	21	0,28	0,8	45,24
Tuyau 15	75	63,8	2,91	0,91	14,25	Tuyau 58	25	21	0,24	0,68	33,98
Tuyau 16	20	16	0,16	0,77	59,99	Tuyau 59	75	63,8	2,8	0,88	13,24
Tuyau 17	50	42,6	1,83	1,28	43,89	Tuyau 60	32	27,2	0,34	0,59	18,63
Tuyau 18	34	27,2	0,35	0,6	19,62	Tuyau 61	40	34	0,95	1,05	40
Tuyau 19	34	27,2	0,36	0,62	20,63	Tuyau 62	25	21	0,18	0,52	21,02
Tuyau 20	250	220,4	21,41	0,56	1,29	Tuyau 63	25	21	0,23	0,66	32,46
Tuyau 22	200	176,2	21,12	0,87	3,75	Tuyau 64	32	27,2	0,33	0,57	17,67
Tuyau 23	20	16	0,16	0,78	61,37	Tuyau 65	32	27,2	0,32	0,55	16,73
Tuyau 24	200	176,2	15,29	0,63	2,08	Tuyau 66	50	42,6	0,87	0,61	11,45
Tuyau 25	90	79,2	4,89	0,99	12,72	Tuyau 67	25	21	0,18	0,52	21,02
Tuyau 26	25	21	0,17	0,51	20	Tuyau 68	25	21	0,19	0,55	23,13
Tuyau 27	63	53,6	3,86	1,71	56,07	Tuyau 69	75	63,8	4,35	1,36	29,71
Tuyau 28	63	53,6	2,28	1,01	21,31	Tuyau 70	20	16	0,11	0,55	32,68
Tuyau 29	20	16	0,31	1,54	209,65	Tuyau 71	75	63,8	3,8	1,19	23,17
Tuyau 30	32	27,2	0,33	0,57	17,67	Tuyau 72	25	21	0,18	0,52	21,02
Tuyau 31	40	34	0,61	0,67	17,98	Tuyau 73	75	63,8	3,2	1	16,93
Tuyau 32	63	53,6	3,49	1,55	46,59	Tuyau 74	25	21	0,22	0,64	29,99
Tuyau 33	63	53,6	3,31	1,47	42,25	Tuyau 75	63	53,6	2,42	1,07	23,83
Tuyau 35	63	53,6	2,35	1,04	22,46	Tuyau 76	25	21	0,28	0,81	46,12
Tuyau 36	160	141	11,12	0,71	3,43	Tuyau 77	50	42,6	1,4	0,98	26,91
Tuyau 38	50	42,6	2,03	1,42	52,95	Tuyau 78	25	21	0,31	0,9	55,36
Tuyau 39	32	27,2	0,45	0,77	30,75	Tuyau 79	32	27,2	0,28	0,48	13,21
Tuyau 40	40	34	0,49	0,54	12,16	Tuyau 21	25	21	0,48	1,39	122,27
Tuyau 41	200	176,2	10,77	0,44	1,1	Tuyau 34	32	27,2	0,4	0,68	29,19
Tuyau 42	200	176,2	10,63	0,44	1,07	Tuyau 37	20	16	0,12	0,62	49,25
Tuyau 44	200	176,2	10,15	0,42	0,99	Tuyau 1	250	220,4	26,77	0,97	4,05

الملخص

يتكون هذا العمل من وضع دراسة لتشخيص وإعادة تنظيم شبكة تزويد مياه الشرب في بلدية بني عمران (ولاية بومرداس) بعد جمع البيانات عن الموقع ونظام التغذية الحالي، تم إجراء التشخيص الجسدي وتم إزالة جميع أوجه القصور والضعف في الشبكة، ثم تقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية، مما أدى بنا إلى حساب حجم الخزانات و أنابيب التحميل. في وقت لاحق، تم استبدال مضخات محطات الضخ باخرى مختارة، وتم التحقق من حدوث ظاهرة المطرقة المائية.في النهاية تم إجراء تغيير حجم شبكة التوزيع للجهة الغربية لمدينة بني عمران.

الكلمات المفتاحية : الخزانات ، الإضافة، المضخة، التوزيع، المطرقة المائية.

Résumé

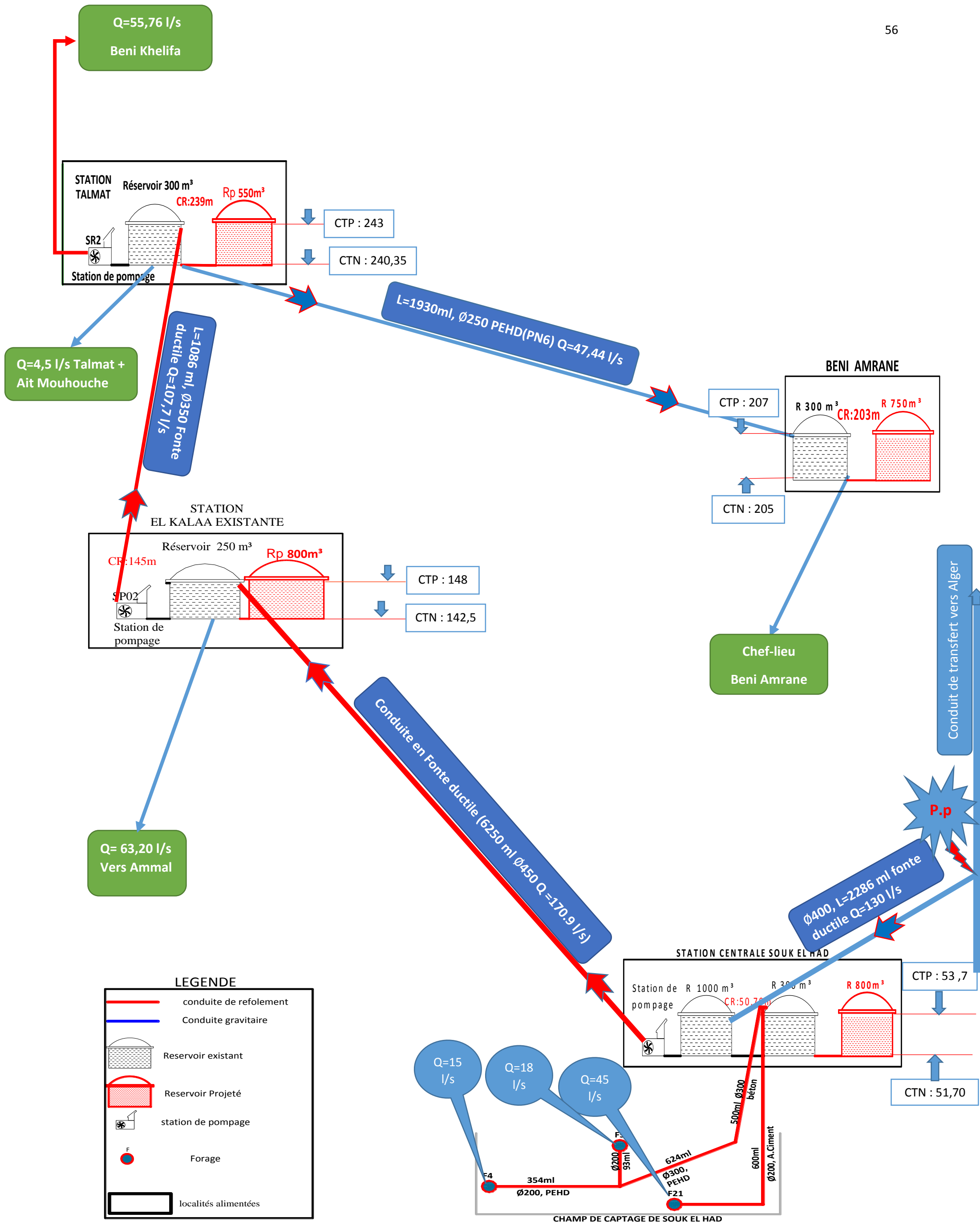
Ce présent travail consiste à établir une étude de diagnostic et de réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Beni Amrane (wilaya de Boumerdès). Après avoir récolté les données concernant le site et le système d'alimentation existant, on a procédé au diagnostic physique dont on a fait sortir toute les insuffisances et le dysfonctionnement du réseau, ensuite on a estimé les besoins actuels et futurs, ce qui nous a permis de dimensionner les réservoirs et les conduites d'adductions. Par la suite on a remplacé les pompes des stations de pompage avec celle qu'on a choisi, et on a procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier. À la fin Le dimensionnement du réseau de distribution de la partie Ouest de la ville de Beni Amrane.

Mots clés : *Réservoirs, Adduction, pompe, Distribution, coup de bélier*

Abstract

This present work consists in establishing a study of diagnosis and reorganization of the drinking water supply network of the municipality of Beni Amrane (wilaya of Boumerdès). After collecting the data about the site and the existing feeding system, the physical diagnosis was carried out and all the shortcomings and malfunction of the network were removed, then the current and future needs were estimated. To dimension the tanks and the pipes of adduction. Subsequently, the pumps of the pumping stations were replaced with the one chosen, and the occurrence of the water hammer phenomenon. At the end, the sizing of the distribution network of the waste part of the city of Beni Amrane.

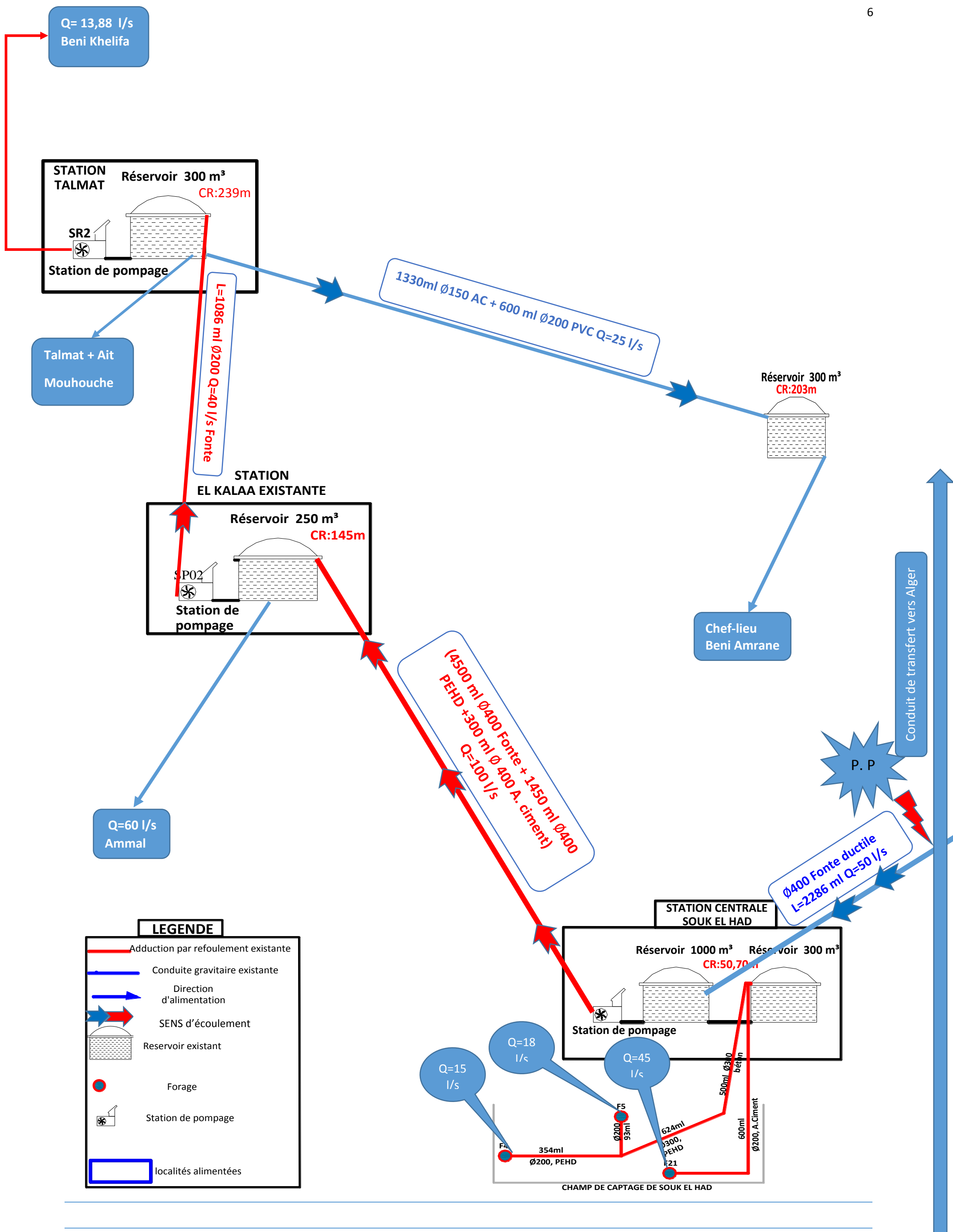
Key words: *tanks, Adduction, Pump, Distribution, Water Hammer*



LEGENDE

- (Red line) — conduite de refolement
- (Blue line) — Conduite gravitaire
- ⌊ (Dotted) ⌋ Reservoir existant
- ⌊ (Red dotted) ⌋ Reservoir Projeté
- ⊕ (Pump icon) station de pompage
- ⦿ (Red dot) Forage
- ⌊ (Black outline) ⌋ localités alimentées

Figure (V.1) : Schéma d'adduction projeté



LEGENDE

- Adduction par refoulement existante
- Conduite gravitaire existante
- Direction d'alimentation
- ↔ SENS d'écoulement
- ☒ Reservoir existant
- Forage
- ☒ Station de pompe
- ☐ localités alimentées

Figure (I.2): Schéma d'adduction existant